UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL – PPGECC

JOSÉ HENRIQUE FERRONATO PRETTO

ANÁLISE DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE UMA ENCOSTA NATURAL ESTUDO DE CASO: MORRO DO BOI – BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC

CURITIBA
2014

JOSÉ HENRIQUE FERRONATO PRETTO

ANÁLISE DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE UMA ENCOSTA NATURAL ESTUDO DE CASO: MORRO DO BOI – BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, da Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann

CURITIBA

2014

Pretto, José Henrique Ferronato
Análise de tensão x deformação de uma encosta natural: um estudo de caso: Morro do Boi – Balneário Camburiú/SC / José Henrique Ferronato Pretto. – Curitiba, 2014.
109 f. : il.; grafs., tabs.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil.
Orientador: Alessander Christopher Morales Kormann
Bibliografia: p. 102-109

1. Cálculo tensorial. 2. Taludes (Mecânica do solo). 3. Serra do mar. I. Kormann, Alessander Christopher Morales. II. Título.

CDD: 624.152

TERMO DE APROVAÇÃO

JOSÉ HENRIQUE FERRONATO PRETTO

ANÁLISE DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE UMA ENCOSTA NATURAL – ESTUDO DE CASO: MORRO DO BOI – BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:

Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann
Universidade Federal do Paraná

Examinadores:

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Universidade Federal do Paraná

Prof. Dr. Luiz Russo Neto
Pontifícia Universidade Católica do Paraná

Dedico este trabalho a minha família que
me oportunizou a chance de estar hoje
aqui e aos amigos que de alguma forma
ajudaram na realização deste.

AGRADECIMENTOS

Aos meus amigos mestrandos da Sala 28, pelo apoio incondicional durante estes dois anos de convivência. As minhas companheiras de profissão Limara Paglia Sestrem e Thaís Perez Lazarim pela parceria intelectual e no desenvolvimento do projeto que viabilizou e resultou neste trabalho.

Ao Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann, que sempre esteve ao meu lado, auxiliando-me no desenvolvimento deste trabalho de maneira valiosa com todo o seu conhecimento prático e teórico da verdadeira Geotecnia.

Ao meu Pai José Fausto Pretto, minha mãe Elizete Ferronato Pretto, minhas irmãs Gabriela Ferronato Pretto e Karine Ferronato Pretto, meu sobrinho Matheus Ferronato Pretto Scremin que por tantas vezes me deram forças e muita confiança para continuar o meu sonho que vejo aqui realizado.

Aos meus amigos Guilherme Lages Santos e ao Rafael Felipe Koch que sempre confiaram na minha capacidade e estiveram ao meu lado, dando força para seguir em frente.

RESUMO

No Brasil, o meio utilizado para que produtos e pessoas cheguem de um lugar ao outro acaba, em algum momento passando por malhas viárias, as quais fazem a ligação entre uma cidade e outra, por exemplo. Estas rodovias por sua vez, acabam cruzando regiões de encostas naturais da Serra do Mar, as quais se constituem basicamente por solos residuais e coluvionares. Em consequência dos processos anisotrópicos gerados na construção e utilização destas rodovias, muitas vezes o que se vê como resultado são movimentações de solo e necessidade de interdição das mesmas, além de riscos gerados a vidas humanas. Atualmente, com o avanço da computação e dos equipamentos de monitoramento são possíveis análises que visam melhor entender o comportamento do maciço e dos sistemas estruturais nele posicionado afim de, analisar e discutir questões voltadas à segurança. O presente trabalho analisou uma encosta da Serra do Mar catarinense, localizada entre as cidades de Balneário Camboriú e Itapema. No local foi executado um sistema de contenção com estacas raiz e tela metálica grampeada, visando à estabilização do solo residual e do colúvio existente no pé da encosta, às margens da BR-101. As análises foram realizadas a partir de modelos de tensão x deformação, baseados em elementos finitos. A estratigrafia foi definida com sondagens geofísicas de eletrorresistividade e os parâmetros de resistência e deformabilidade em ensaios de laboratório e revisão bibliográfica. As conclusões contemplam o modelo computacional da seção finalizado, o qual permite identificar o comportamento do sistema de contenção frente aos diversos carregamentos em que o mesmo é submetido, tanto pela elevação do lençol freático, quanto pela variação do formato da contenção. Além disso, comprova a importância de estudos mais abrangentes das seções das encostas, quando verificada a necessidade de estabilização nas mesmas.

Palavras-chave: Análises tensão x deformação. Estabilidade de taludes. Serra do Mar.

ABSTRACT

In Brazil, the way used for products and people to get from one place to another, at some point through road networks, which make the connection among the cities, for example. And sometimes, these highways need to cross regions of natural slopes da Serra do Mar, that it has constituted basically by residual soil and colluvium. As a result of anisotropic processes generated in the construction and use of highways, many times which can be observed as a result of soil are movements and the necessity to block them, beyond the risks generated against humans. Nowadays, with the computational and monitoring equipment progress are possible analyzes to understand the behavior of mass and buildings positioned on it. In order to analyze and discuss issues related to the safety of users. This study examined the slope of the Serra do Mar of Santa Catarina, it's located between the cities of Balneário Camboriú and Itapema. In the local was implemented a containment system with root piles and steel wire mesh with nails, aimed at stabilizing the residual soil and colluvium existing at the slope, close to BR - 101. The analyzes were carried out from stress-strain models based on finite elements. The stratigraphy was defined resistivity geophysical surveys and parameters of strength and deformability in laboratory tests and literature review. The conclusions include the computational model of section completed, which identifies the behavior of the containment system against several loads that it is submitted, sometimes by raising the water table, sometimes by variation of the containment design. Moreover, proof the importance for more comprehensive studies of sections of the slopes when checked the necessity to stabilize them.

Keywords: Stress-strain analysis. Slope stability. Serra do Mar.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 12

1.1 HISTÓRICO 13

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 16

2.1 SOLOS RESIDUAIS 16

2.2 MOVIMENTO DE MASSA 18

2.2.1 Escorregamentos 19

2.2.1.1 Escorregamentos Translacionais 20

2.2.1.2 Quedas de blocos e detritos 21

2.2.2 Escoamentos 21

2.3 MECANISMOS DE INSTABILIDADE 23

2.3.1 Mecanismos Internos 23

2.3.2 Mecanismos Externos 24

2.3.3 Mecanismos Intermediários 25

2.4 PARÂMETROS HIDRÁULICOS DO SOLO 26

2.4.1 Curva de Retenção de Água (CRA) 27

2.4.1.1 Ensaios de Laboratório 27

2.4.2 Condutividade hidráulica 31

2.4.2.1 Método de Ensaio em Campo 33

2.4.2.2 Análise dos dados 35

2.5 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO – SONDAGENS ELETRORRESISTIVAS 37

2.5.1 Arranjos de eletrodos 38

2.5.2 Interpretação e incertezas na análise de resultados 40

2.6 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS 40

2.6.1 Parâmetros de Resistência de Solos e Rochas 40

2.6.2 Parâmetros de Deformabilidade 42

2.6.2.1 Comportamento mecânico dos materiais 42

2.7 ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO 46

ESTUDO DE CASO 49

3.1 CARACTERÍZAÇÃO DO SÍTIO DE ESTUDO 49

3.1.1 Caracterização Geológica 51

3.1.2 Sondagens Geofísicas 53

3.2 ENSAIOS *IN-SITU* E DE LABORATÓRIO COM AMOSTRAS DO SÍTIO DE ESTUDO 59

3.2.1 Caracterização do Solo 59

3.2.2 Curvas de retenção de água – CRA's 61

3.2.3 Condutividade Hidráulica 63

3.2.4 Resistência ao cisalhamento do solo 65

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO 66
3.3.1 Tela Metálica *68*
3.3.2 Grampo *69*
3.3.3 Estaca Raiz *70*
ANÁLISES E RESULTADOS 73
4.1 ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO 74
4.1.1 Condições de contorno *74*
4.1.1.1 Propriedade dos materiais 74
4.1.1.2 Lençol freático 75
4.1.2 Resultados *76*
4.1.2.1 Análise dos parâmetros geotécnicos 80
4.1.2.2 Análise com variação do nível do lençol freático 82
4.1.2.3 Variação de espaçamento e seção dos grampos 84
4.1.2.4 Análise Fator de Redução Crítico 89
DISCUSSÕES E CONCLUSÕES 96
5.1.1 Solo Residual e Coluvionar *96*
5.1.2 Análises Tensão x Deformação *96*
5.1.3 Sugestões Para Trabalhos Futuros *100*
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 102
ANEXOS 110

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Escorregamento de cortes em solo (à esquerda) e escorregamentos profundos em morros de Gaspar / SC (à direita) 14
Figura 2 – Perfil de solos residuais 17
Figura 3 – Ruptura por escorregamento 20
Figura 4 – Escorregamentos translacional BR-101 21
Figura 5 – Formato típico de corridas de terra 23
Figura 6 – Efeito de oscilações térmicas em maciços rochosos 24
Figura 7 – Placa de Sucção - Execução de ensaios para CRA's 28
Figura 8 – Tipos de fluxos do solo para o papel filtro – Medidas de sucção 29
Figura 9 – Ilustração do desenvolvimento da entrada de ar na amostra 32
Figura 10 – Infiltrômetro de Mini Disco 34
Figura 11 – Gráfico dados de ensaio de infiltração 35
Equação 5 35
Figura 12 - Esquema de instalação do ensaio elétrico de resistividade 38
Figura 13 – Configuração Wenner 38
Figura 14 – Configuração Schlumberger 39
Figura 15 – Configuração Dipolo-dipolo 39
Figura 16 – Representação da envoltória de Mohr-Coulomb 41
Figura 17 – Representação das deformações normal e cisalhante 42
Figura 18 – Comportamento de materiais perfeitamente elásticos 43
Figura 19 – Comportamento de materiais perfeitamente plásticos 44
Figura 20 – Comportamento de tensão x deformação para material elastoplástico 44
Figura 21 – Comportamento tensão x deformação em um elemento de aço submetido a cargas incrementais 45
Figura 22 – Comportamento típico de tensão x deformação do concreto 46
Figura 23 – Iteração do processo de elementos finitos para determinar o comportamento devido a forças aplicadas 48
Figura 24 – Vista frontal da área de estudo 49
Figura 25 – Localização da área de estudo 50
Figura 26 – Registros de deslizamentos ao longo da BR-101 51
Figura 27 – Seção esquemática do Morro do Boi 52
Figura 28 – Escala de cores para a definição das seções de resistividade 53
Figura 29 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-01 54
Figura 30 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-02 55

Figura 31 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-03 55
Figura 32 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-04 56
Figura 33 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-05 56
Figura 34 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-06 57
Figura 35 – Perfil Geológico-Geotécnico BR 101 km 140 + 700 m 58
Figura 36 – Curva de Umedecimento das Amostras 63
Figura 37 – Esquema de instalação sistema de contenção colúvio 67
Figura 38 – Esquema de instalação das estacas raiz 68
Figura 39 – Carga x Deformação 69
Figura 40 – Histórico de leituras do nível de água 76
Figura 41 – Modelo para análise da seção crítica – CE-01 77
Figura 42 – Modelo para análise da seção crítica – CE-02 77
Figura 43 – Modelo para análise da seção crítica – CE-03 77
Figura 44 – Modelo para análise da seção crítica – CE-04 78
Figura 45 – Modelo para análise da seção crítica – CE-05 78
Figura 46 – Seção detalhada Phase2 80
Figura 47 – Variação do Fator de Redução da Resistência com a coesão 81
Figura 48 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o ângulo de atrito 81
Figura 49 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o coeficiente de Poisson 82
Figura 50 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o Módulo de Elasticidade 82
Figura 51 – Seção utilizando nível do lençol freático favorável e desfavorável 83
Figura 52 – Seção utilizando nível d'água ajustado 84
Figura 53 – Fatores de redução de resistência para a encosta - SRF¹ 86
Figura 54 – Fatores de redução de resistência para área estabilizada - SRF² 87
Figura 55 – Seção utilizando nível d'água ajustado 87
Figura 56 – Deslocamentos totais SRF¹ 90
Figura 57 – Máximas deformações cisalhantes 91
Figura 58 – Localização de cada nó e diagrama de deformação – Estacas Raiz 92
Figura 59 – Resultado de esforços realizados pela estaca raiz superior 92
Figura 60 – Resultado de esforços realizados pela estaca raiz inferior 93
Figura 61 – Ilustração de carregamento solicitado por grampos 94
Figura 62 – Resultado de esforços gerados nos grampos com deformação cisalhante 94
Figura 63 – Esforços solicitados em cada grampo 95
Figura 64 – Esquema ilustrativo Deformação x Tensão 97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetro A para 12 tipos de solo 36
Tabela 2 – Características mecânicas das rochas 53
Tabela 3 – Classificação Granulométrica conforme ABNT 6502/95..... 60
Tabela 4 – Ensaio de umidade e peso específico real dos grãos 61
Tabela 5 – Parâmetros de ajuste das curvas pelo método de van-Genuchten (1980)..... 62
Tabela 6 – Resultados ensaios de permeabilidade *in-situ* 64
Tabela 7 – Intervalo de confiança para ensaios de permeabilidade *in-situ* 65
Tabela 8 – Parâmetros de resistência..... 66
Tabela 9 – Informações tirante Rocsolo (2013) 70
Tabela 10 – Parâmetros estaca raiz..... 71
Tabela 11 – Parâmetro dos materiais..... 75
Tabela 12 – Resultados Seção Phase2..... 79
Tabela 13 – Resultados para diferentes níveis de lençol freático..... 83
Tabela 14 – Resultados ajuste nível d'água..... 84
Tabela 15 – Área de influência dos grampos 85
Tabela 16 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos 85
Tabela 17 – Fatores de Redução de Resistência para diferentes áreas de Influência..... 88
Tabela 18 – Variações do lençol freático para definição de SRF crítico 90

INTRODUÇÃO

O trabalho que segue tem enfoque principal em um método de análise tensão x deformação, para a verificação da estabilidade de taludes naturais, sujeitos a ações anisotrópicas com a utilização de sistemas construtivos visando a contenção de massa. Utilizou-se como base para o modelo, uma encosta litorânea de Santa Catarina, denominada Morro do Boi, entre os municípios de Balneário Camboriú e Itapema. Esta mesma encosta vem sendo motivo de estudo ao longo dos anos (SESTREM, 2012; LAZARIM, 2012; SANTOS, 2012; GONZALEZ, 2013) devido principalmente à sua importância regional e à instrumentação geotécnica abrangente lá instalada.

Inserido no compartimento de Serras e Morros do litoral brasileiro, o qual inicia no Rio de Janeiro chegando até Santa Catarina, o Morro do Boi possui históricos recentes de movimentação ocasionados principalmente por chuvas pontuais, com volumes extremos, ocorridas durante o ano de 2008. As análises farão uso de dados de leituras do nível d'água e sondagens geofísicas que definirão a estratigrafia do local. Somado a isso, resultados extraídos em ensaios de laboratório, que visaram à classificação dos materiais e a definição, por exemplo, de parâmetros hidráulicos (PRETTO *et al.,* 2013) e de resistência (LAZARIM, 2012) dos mesmos serão critérios para o modelo.

Questões voltadas à segurança envolvendo materiais geomecânicos vêm sendo fortemente estudadas pela geotecnia no decorrer das últimas décadas, buscando prevenir e alertar quanto a possíveis riscos de movimentação principalmente em locais de serra. Normalmente, quando analisada a estabilidade os resultados são expressos sob a forma de coeficientes de segurança e envolvem situações onde são controladores de projetos ou expressões de segurança, caso da probabilidade de ruptura. Dias e Hermann (2002) comentam que estes traçados podem definir prováveis pontos de instabilidades e estão se transformando em fortes aliados de pesquisadores e projetistas, o que se deve sem dúvida alguma, as condições da modelagem computacional atual.

Partindo deste contexto, o trabalho tem como objetivo, buscar entender a influência das características do solo em seu comportamento frente à estabilidade. Além disso, analisar o comportamento do maciço, afim de, entender os riscos correntes na encosta e o melhoramento ocorrido após a realização do sistema de contenção construído. Foram definidas para isso, análises abrangendo os seguintes pontos:

- Análise de Tensão x Deformação
    - SSR (*Shear Strength Reduction* ou Fator de Redução de Resistência);
    - Elementos finitos baseados em tensão x deformação para análise do sistema de contenção instalado (grampos passivos, tela metálica e estacas raiz);
        - Parâmetros geotécnicos e deformabilidade dos materiais que constituem o sistema.
    - Perfis geológicos baseados nos caminhamentos geofísicos submetidos a diferentes ações:
        - Variação nível d'água;
        - Análise do processo construtivo.
    - Calibração de um modelo computacional com parâmetros de resistência do solo e inserção do sistema de contenção instalado.

1.1 HISTÓRICO

Muito do que se vê quando descritos os casos de instabilidade de encostas naturais deve-se a consequência de sua própria estrutura e dinâmica de evolução. Além disso, com o crescimento populacional e a execução de obras de engenharia, tais como dutovias e rodovias, os maiores responsáveis por desastres são os deslizamentos de encostas (DYMINSKI *et al.*, 2008). Estes processos podem ser desenvolvidos nos diferentes tipos de solo e ocorrem pela mudança estrutural ocasionada por agentes externos, que acabam influenciando nos movimentos.

Em âmbito mundial são citados inúmeros casos, no entanto, destaca-se aqui o deslizamento ocorrido em Sichuan Wechuan County na China em 2008 causado por um terremoto. No Brasil, os estudos realizados principalmente na Serra do Mar, visando conhecer melhor os agentes deflagradores de instabilidade, iniciaram após os acontecimentos nos Morros de Santos, na cidade do Rio de Janeiro e regiões vizinhas (GERSCOVICH, 2012), no entanto, casos semelhantes ainda são registrados e estudados. A partir deles, dadas suas semelhanças, podem ser citadas algumas causas deflagradoras, como por exemplo:

- Utilização indevida ou sem planejamento de encostas pelo ser humano ocasionando, casos de Pavão-Pavãozinho-RJ (1983), Salvador (2005) e Blumenau (2008);
- Evolução natural do globo (mudanças climáticas) como o ocorrido nos casos do Rio de Janeiro (1996, 2010), Nova Friburgo (2011), Defesa Civil (2008) entre outros.

Guidicini e Nieble (1983) comentam sobre algumas dessas movimentações ocorrerem principalmente nos horizontes de solo superficial, o que está intimamente relacionado à origem, residual dos locais. Mesmo assim nos períodos de chuvas intensas o que se observa é uma diversidade de tipos e formas de deslizamento (Figura 1).

Figura 1 – Escorregamento de cortes em solo (à esquerda) e escorregamentos profundos em morros de Gaspar / SC (à direita)
Fonte: Bressani (2011)

Em âmbito regional ao Morro do Boi, foram identificados, nos últimos anos, problemas com movimentações, principalmente ocasionadas por chuvas acima da média (NASCIMENTO *et al.*, 2009). Quanto à magnitude dos desastres os piores relatos decorrem de 2008, onde dados fornecidos pela Defesa Civil (2008a), descrevem que entre os dias 26 e 27 de fevereiro de 2008, somente em Joinville / SC, houveram 60 pontos de deslizamentos devido às chuvas, com centenas de residências afetadas. Em 18 de outubro do mesmo ano, conforme Defesa Civil (2008b), no município de Rio dos Cedros / SC, ocorreram mais de 60 deslizamentos de terra colocando 15 bairros da

cidade em situação de emergência e deixando 150 quilômetros de estradas danificadas. Nesta data, também foram encontrados problemas em mais cinco cidades do estado. No dia 12 de novembro do mesmo ano, Defesa Civil (2008c), informou o envio de um alerta para novos deslizamentos, os quais foram identificados em seis cidades do estado e na SC - 477.

Acontecimentos nestas magnitudes assumem níveis de risco elevado à sociedade podendo resultar em consequências catastróficas. Dados fornecidos pela Defesa Civil (2008d), apresentaram a necessidade de equipes do corpo de bombeiros e da defesa civil, serem auxiliadas com reforços do exército para que a população em geral recebesse atendimento mais rápido e da melhor qualidade possível. Além disso, foram convidados profissionais de diferentes áreas de atuação para prestar auxílio no intuito de acelerar a ajuda aos cidadãos afetados. Entre os profissionais, estão engenheiros geotécnicos ligados principalmente a ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) e a universidades. Em uma descrição breve para os eventos, realizada por uma das equipes e descrita em Nascimento *et al.* (2009), fica evidente a situação catastrófica vivida pela população regional e a importância de estudados mais aprofundados sobre o tema.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No Brasil, quando são descritas movimentações de massa, credita-se principalmente a ocorrência em pontos situados ao longo da Serra do Mar. Na Geologia, esta formação insere-se em um dos três grandes compartimentos descritos por: Compartimento das Planícies, Compartimento dos Mangues e Compartimento das Serras e Morros. No caso dos estudos voltados à Geotecnia, o compartimento das Serras e Morros apresenta-se desafiador, pertencendo a uma área de grande instabilidade natural.

O conjunto de Serras e Morros do litoral brasileiro possui uma extensão aproximada de 1000 km, localizada entre o Rio de Janeiro e o norte de Santa Catarina (WOLLE *et al.*, 1989). Caracterizam-se por uma diversidade de tipos litológicos, dentre os quais se destaca a ocorrência de granitos, xistos, gnaisses e migmatitos (ALMEIDA & CARNEIRO, 1998). Normalmente, se apresentam na forma de maciços rochosos sobrepostos por material mais desenvolvido (solos residuais), ou camadas de solos coluvionares, relacionados a processos de movimentações anteriores.

Serão comentados aqui, alguns itens de relevância sobre as condicionantes de instabilidade, os agentes deflagradores e as propriedades dos materiais. Para com isso, nos capítulos seguintes serem realizadas discussões mais aprofundadas sobre as análises, principalmente de encostas naturais e soluções de contenção das mesmas.

2.1 SOLOS RESIDUAIS

"Solo residual é um material terroso proveniente do processo de intemperização e decomposição da rocha *in situ* e que não tenha sido transportado de sua posição original" (BLIGHT, 1997 *apud* MENDES 2008).

Para casos de encostas naturais onde existe a ocorrência de solos residuais, é importante que se conheça o tipo de rocha que lhe deu origem. Uma vez que a rocha formadora afetará a composição granulométrica, resultando na variação da granulometria, da plasticidade (VAZ, 1996), do grau de intemperismo (Figura 2), das micro-estruturas, evolução pedológica, entre outras. O que se apresenta de fato nestes casos são características de formação do solo influenciadas pela ação dos diversos agentes físicos e químicos em que a rocha formadora é submetida.

Gerscovich (2012) explica que o aparecimento dos diferentes horizontes de solo (Figura 2) deve-se ao processo de intemperismo evoluindo da superfície para as regiões mais profundas, o que também já foi descrito em diversos capítulos voltados ao estudo da origem do solo dentro da Geotecnia (DAS, 2011; SOUSA PINTO, 2006; entre outros). Em síntese, pode ser definida como uma formação contendo uma primeira camada superficial ou de solo maduro, com alto grau de intemperismo, sem características remanescentes da rocha que lhe deu origem. Uma segunda camada de solo residual jovem ou saprolítico, o qual já apresenta menor grau de intemperismo. Neste caso, já são possíveis identificações com respeito as características estruturais e minerais da rocha que lhe deu origem. O terceiro horizonte, caracterizado por rocha alterada, identificada apenas pelo avanço da ação do intemperismo ao longo das fraturas ou regiões com minerais menos resistentes e no qual sob este, surge à rocha sã. Vargas (1981 *apud* Sousa Pinto, 2006), busca descrever estes horizontes em cada uma das faixas de como observado na Figura 2-b, no entanto são divergentes as opiniões dentro da Geotecnia quando a divisão ou não dos solos residuais em faixas uma vez que o intemperismo não ocorre de maneira linear.

(a) (b)

Fonte: Gerscovich (2012) Fonte: Sousa Pinto (2006) *apud* Vargas (1981)

Figura 2 – Perfil de solos residuais

Estruturalmente, o que se observa são pontos de "cimentação" ou também chamados de *bonded structure* dos solos residuais, esta estrutura é resultado da rocha formadora e, tende a desaparecer ao ponto em que o solo se torna maduro. Esta evolução progressiva ocasionada pelo intemperismo e a variedade mineralógica do material, seu grau de cimentação e de índice de vazios respondem em grande parte pelo comportamento diferenciado entre os solos residuais. Afetando com isso, por exemplo,

os parâmetros de resistência, rigidez, compressibilidade e permeabilidade do solo, que acabam influenciando de maneira substancial nos possíveis movimentos de massa.

2.2 MOVIMENTO DE MASSA

Em uma massa de solo, todos os elementos, estão de alguma maneira, submetidos a tensões iniciais e dependerá de seu carregamento ou descarregamento para que se realizem deformações, e a partir delas, movimentações. DIAS E HERMANN (2002), descrevem os movimentos de massa como: "*movimentações de solo ou rocha encosta abaixo, por ação da gravidade, sem a contribuição direta de outros fatores*". No entanto, já se sabe que este processo ainda pode ocorrer pelas combinações entre fatores condicionantes, relacionados a variáveis climáticas, geológicas, anisotrópicas, geotécnicas, pedológicas e geomorfológicas, atuando simultaneamente (SESTINI, 1999).

As variáveis climáticas estão relacionadas com as deflagrações tanto por anisotropia quanto pela saturação do solo. Neste caso, o que ocorre é a queda da resistência ao cisalhamento devido à redução das tensões efetivas. Ocorrência esta, quase exclusiva a períodos de chuvas mais intensas que acabam formando frentes de saturação no curto prazo e por fim elevando o nível do lençol freático.

Estruturas onde podem ser verificadas falhas, fraturas, bandamentos e foliações, posicionadas dentro do maciço rochoso, de maneira geral, tem a formação de caminhos preferenciais para a água, acentuando a condutividade hidráulica. Além disso, descontinuidades mecânicas decorrentes do carreamento de finos ou devido a raízes de vegetação ou seres vivos respondem da mesma maneira. Fernandes *et al.* (2001), frisam os cuidados necessários a serem tomados nestas áreas potencialmente instáveis, onde ocorre a variação da condutividade hidráulica em um curto espaço do perfil. Estes caminhos contribuem para o desenvolvimento de poropressões positivas durante as chuvas, podendo definir superfícies ou planos de fraquezas inseridos no maciço.

Pontuando todas as condicionantes que podem levar a ocorrência de movimentações importantes de solo, ainda são possíveis caracterizações dos diferentes tipos de movimentos de massa. Cita-se, por exemplo, a classificação de Sharpe realizada em 1938, onde os movimentos de massa foram classificados pela ocorrência ou não de gelo, o que fica fora da realidade brasileira. Por isso, dadas as particularidades

em áreas suscetíveis a movimentos no Brasil, leva-se ao uso comum o sistema de classificação realizado por Magalhães Freire em 1965, muito bem detalhado por Guidicini e Nieble (1983), além da classificação de Varnes em 1978, semelhante ao anterior.

Entre as diferentes classificações podem ser selecionados os movimentos característicos, dentro do histórico de ocorrência nacional, sendo mencionadas: as subsidências (queda ou desabamento), os escoamentos (rastejo ou fluência e corrida) e os escorregamentos (escorregamentos rotacionais e translacionais). A seguir, são apresentados cada um deles, conforme alguns autores descrevem (GERSCOVICH, 2012; GUIDICINI e NIEBLE, 1983) e estão fortemente enraizadas no meio geotécnico brasileiro.

2.2.1 Escorregamentos

São classificados como movimentos rápidos, de curta duração, ocorridos nos taludes naturais, cortes ou aterros. Sua forma depende do tipo de solo, geometria, condições de fluxo e drenagem, no entanto, caracterizam-se por superfícies bem definidas quanto ao seu volume.

Para que sejam verificados movimentos neste formato é necessário primeiramente que a relação entre as resistências médias ao cisalhamento do solo ou rocha e as tensões médias de cisalhamento na superfície potencial de movimentação tenha decrescido de um valor inicialmente superior a 1 para um valor menor do que 1 no momento do escorregamento, o que será condicionante ao FS (Fator de Segurança) nas análises de estabilidade (Figura 3). Nos locais onde ações anisotrópicas, como o caso de cortes, podem ocorrer variações no sistema, resultando em alterações significativas nos estados de tensões atuantes.

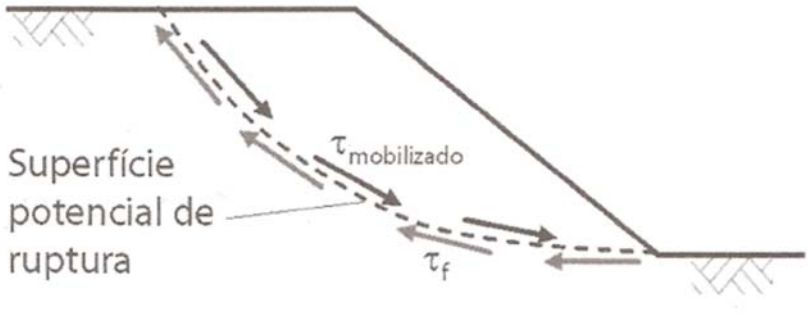


Figura 3 – Ruptura por escorregamento

Normalmente os escorregamentos são distribuídos em quatro grupos distintos, sendo escorregamentos rotacionais, escorregamentos translacionais, quedas de blocos e quedas de detritos. Além destas, classificações complementares como: escorregamentos em cunhas (simples ou dois planos) e mistas e tridimensionais, as quais fogem do escopo deste trabalho por compreenderem análises diferenciadas das que seguirão, uma vez que, não são encontradas com facilidade nos históricos de movimentação da Serra do Mar.

2.2.1.1 Escorregamentos Translacionais

Caracterizam-se principalmente por planos de fraqueza ou descontinuidade, normalmente encontrados nos contatos de solo / rocha ou em anisotropias ligadas ao tipo de material e à geometria do mesmo. A Figura 4 apresenta um exemplo deste escorregamento no período de chuvas intensas de 2008 no estado de Santa Catarina. No período houveram diversos pontos de deslizamentos ao longo de todo o Morro do Boi e região litorânea, além deste exemplo somam-se os casos de Caraguatatuba e das Araras (1967), e recentemente, no Rio de Janeiro (1996) e em Blumenau (2008).

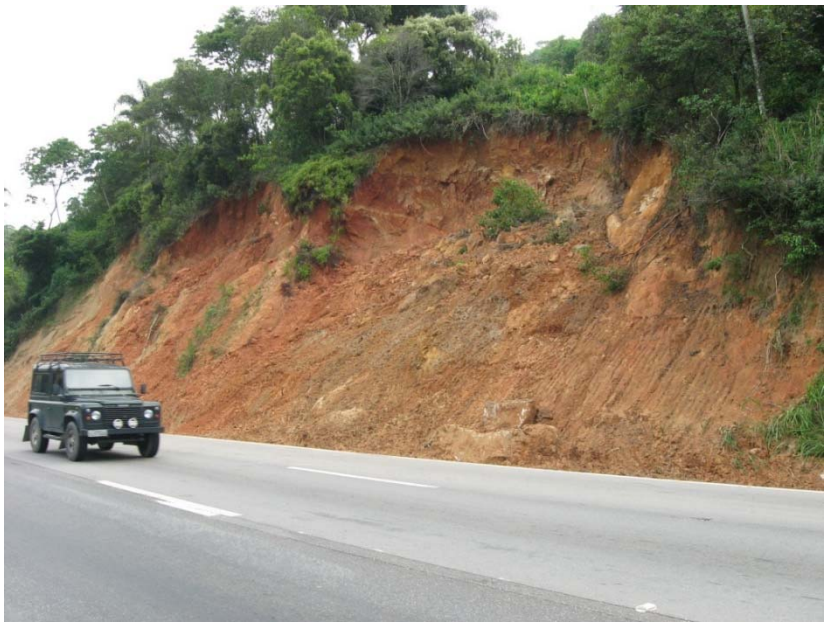


Figura 4 – Escorregamentos translacional BR-101

2.2.1.2 Quedas de blocos e detritos

Em ambientes tropicais, como grande parte do Brasil, as quedas de blocos ocorrem pela perda de apoio ocasionada a partir de ações erosivas, pelo processo de desconfinamento lateral, pelo alívio de tensões tectônicas, pelo empuxo hidrostático ao longo das juntas e descontinuidades ou pela ocorrência combinada destes fatores. Suas causas relacionam-se normalmente à existência de fluxo e caminhos preferenciais de água, que por processo erosivo e de carreamento dos finos acabam gerando as quedas. Gerscovich (2012) descreve dois mecanismos de queda em que o colapso ocorre, a primeira pelo descalçamento da base e a outra pelo tombamento do material.

No caso da queda de detritos, material de menor tamanho, o movimento consiste no destaque contínuo de material rochoso provocado pela secagem e saturação. Podem ser verificados estes processos em locais próximos a rodovia onde são realizados cortes resultando na exposição do material.

2.2.2 Escoamentos

O conceito de escoamento está ligado à ocorrência de movimentações do tipo rastejo e corridas. A diferença mais significativa entre os dois se deve ao estado de tensões atuantes. Guidicini & Nieble (1983) descrevem este fenômeno da seguinte

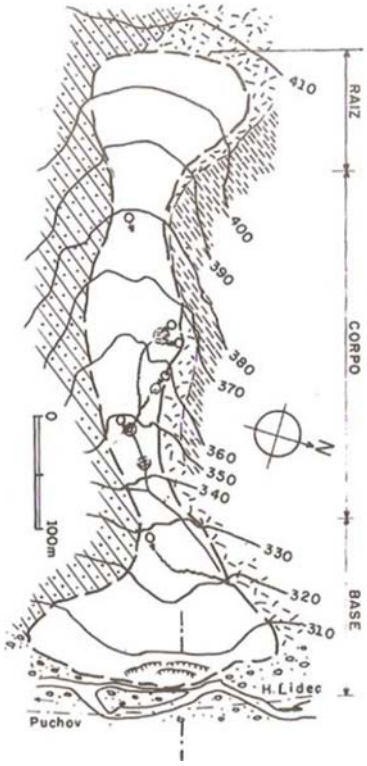
maneira: *"Enquanto as tensões que agem no sentido de movimentar uma determinada massa de material estiverem abaixo da tensão de fluência o talude permanecerá estável. Quando excederem aquele valor, o terreno iniciará sua movimentação num estado de rastejo, e, quando atingirem valores iguais aos de resistência máxima ao cisalhamento, iniciar-se-á o escorregamento"*.

Movimentos rápidos de escoamento, chamados de corridas, são identificados e diferentemente classificados conforme o que é descrito a seguir:

1. corridas de terra: geralmente provocadas por encharcamento do solo e dividida em três partes distintas conhecidas como raiz, corpo e base (Figura 5-b);
2. corridas de areia ou silte: ocasionadas pelo rápido decréscimo da resistência ao cisalhamento do solo ou em corridas;
3. lama: situação em que o material apresenta uma fluidez excessiva. Forma catastrófica de movimentações de massa, constituída basicamente de solo e rocha os quais adquirem velocidades altas se ocorridas em elevadas inclinações da encosta (CAPUTO, 1987).

Na Figura 5 é apresentado à esquerda um exemplo de corrida verificada em 2008 no estado de Santa Catarina e à direita, a tipificação dos elementos que constituem as mesmas. Nascimento *et al.* (2009) realizaram um breve estudo sobre as possíveis causas da movimentação descrita na Figura 5-a e, conforme consenso dos autores, o motivo da movimentação foi a fluidificação do material tornando-o viscoso e com alta mobilidade, ocasionado pelo rompimento do solo e posterior fluidez.

(a) DEFESA CIVIL (2008)



(b) Záruba e Mencl (1969, *apud* GUIDICINI & NIEBLE, 1983)

Figura 5 – Formato típico de corridas de terra

2.3 MECANISMOS DE INSTABILIDADE

Nas porções superficiais do globo, onde a Engenharia Geotécnica atua de maneira mais abrangente, consideram-se dois, os principais mecanismos de instabilização: um ligado aos mecanismos internos e o outro, aos mecanismos externos. Estes mecanismos tendem a gerar variações das tensões normais, propiciando alterações de volume e variações das tensões cisalhantes, as quais resultam em distorções angulares. Para que os assuntos sejam desenvolvidos de maneira sistemática será comentado cada um dos mecanismos conforme classificação sugerida por Guidicini e Nieble (1983) e Dias e Hermann (2002).

2.3.1 Mecanismos Internos

De maneira geral, tratando-se de mecanismos internos, ocorrentes na litosfera, as movimentações podem ser devidas a terremotos, maremotos ou vulcanismo, processos

incomuns no histórico da Serra do Mar e do próprio Brasil. No que diz respeito a efeitos dinâmicos ou carregamentos transitórios Nascimento *et al.* (2009), ao ouvirem relatos de alguns moradores e verificarem as movimentações de massa ocorridas em 2008, levantam hipóteses sobre alguns mecanismos alternativos, naquele caso explosões, gerando sismos que possam induzir ao movimento, sendo posteriormente descartado pelos próprios autores. Além disso, buscam indagar os leitores e profissionais da área quanto à relevância que este agente deflagrador tem frente aos outros.

Existe ainda processo de variações volumétricas, estas acabam por geram ambientes propícios, principalmente a quedas. Casos onde os blocos estiverem posicionados de maneira horizontal no terreno, suas contrações e dilatações ocorrerão de maneira proporcional em ambos os lados. No entanto, para blocos posicionados em planos inclinados, suas solicitações serão assimétricas influenciando em prováveis movimentações (Figura 6).

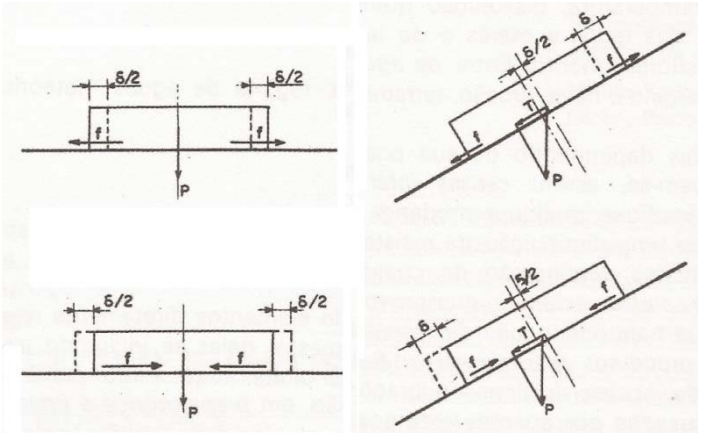


Figura 6 – Efeito de oscilações térmicas em maciços rochosos
Fonte: Guidicini & Nieble (1983)

2.3.2 Mecanismos Externos

Mecanismos externos relacionam-se a ações externas, da atmosfera, como por exemplo, os eventos de chuva, ondas de calor e de frio, geadas, nevascas, tornados, ciclones, etc. Para a situação atual da engenharia brasileira faz-se necessário principalmente a verificação dos períodos de maiores índices pluviométricos. Nestes casos são relevantes, por exemplo, os eventos de chuvas convectivas.

Somam-se ainda a estes mecanismos externos as ações antrópicas, como os cortes, aterros, túneis, etc., indispensáveis à medida que ocorre o crescimento das

necessidades humanas. Mudanças na geometria dos taludes, como o que ocorre em aberturas para à construção de vias acabam afetando não só à forma, mas, toda a estrutura dos taludes.

Partindo do que já foi comentado sobre os mecanismos de instabilização, e verificando as ocorrências de movimentações. Os principais colapsos ocorridos pela redução da resistência são resultado de caminhos drenantes na subsuperfície que, além de difícil visualização, por vezes, estão ligados à necessidade de longos períodos de monitoramento. Nos últimos anos, o aumento da disponibilidade de equipamentos têm viabilizado com mais frequência pesquisas focadas ao geomonitoramento, exemplo disto, é realizado no Morro do Boi e apresentado no trabalho de Kormann *et al.* (2013). Neste trabalho, os autores descrevem os primeiros estudos para análises temporais e, mesmo com disponibilidade de uma série de instrumentos, todo o processo de análise é desafiador.

Análise dos efeitos das vibrações ocorridas em locais onde existam movimentações de tráfego pesado como os casos de taludes costeiros a rodovias, ou ainda devido a ações humanas como: explosões, movimentação de máquinas, cravação de estacas etc. necessitam ainda de muito aprofundamento.

2.3.3 Mecanismos Intermediários

Como complemento aos mecanismos diretos e indiretos existe uma parcela de agentes deflagradores, conhecida como mecanismos intermediários. Estes caracterizados pelo aparecimento de mecanismos internos resultantes da variação ou deflagração de algum mecanismo externo. Estas variações normalmente resultam na perda da resistência ao cisalhamento, decorrente da movimentação da água no interior do maciço. Citam-se os casos de carreamento dos finos do solo, redução da resistência ao cisalhamento, lavagem de partículas, entre outros.

De maneira prática a Geotecnia, Yomura *et al.* (2009) realizaram um estudo verificando a estabilidade de um talude na Serra do Mar com diferentes condições de fluxo interno. No trabalho, os autores apresentam a afinidade entre a ocorrência de água no maciço e a existência de deslizamentos devido ao mesmo. Os autores frisam a indispensável e adequada manutenção do lençol freático, isto pois, mesmo nos casos de rebaixamentos rápidos de lençol, ocasionados principalmente por ações não controladas,

são formados caminhos drenantes em solos mais permeáveis. Para os casos de encostas naturais no entanto, não foram encontradas referências conclusivas em que este processo venha a gerar movimentação. Pelo contrário, a elevação do nível do lençol freático atua como redutor das tensões efetivas e, consequentemente, da resistência ao cisalhamento do solo. A saturação das juntas e trincas existentes elevam as pressões no interior do maciço e atuam como lubrificante dos contatos.

Para os casos de solos residuais, a saturação do solo devido a incidência de chuva é um importante agente deflagrador das movimentações, porém, ainda necessita de refinamento quanto aos valores dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados, o que já era discutido por Campos (1984). Nestes casos ocorrem variações da condutividade hidráulica com a variação da umidade do solo, ou seja, a condutividade será maior quanto maior for o seu grau de saturação.

Realizando-se comparações para um mesmo evento de chuva, porém com o solo em diferentes graus de saturação inicial, serão identificados também, valores divergentes de resistência. Isto se deve ao fato de que, para uma maior umidade inicial, o solo atingirá a saturação de maneira mais rápida e, consequentemente o avanço da frente de umedecimento se dará de maneira mais expressiva. Casos onde a frente de saturação atingir a profundidade da superfície de ruptura, serão identificados os deslizamentos (MORGENSTERN E MATOS, 1975 *apud* CAMPOS, 1984), citando, por exemplo, as corridas em solos residuais de Hong Kong (LUMB, 1975; BRAND, 1981 *apud* CAMPOS, 1984).

2.4 PARÂMETROS HIDRÁULICOS DO SOLO

Neste capítulo serão comentadas algumas propriedades que influenciam por exemplo, a velocidade de saturação do solo e as condições de percolação de água. Além, dos principais parâmetros hidráulicos ensaiados, para que se chegue a uma caracterização representativa e de qualidade do material. A caracterização dos parâmetros hidráulicos do solo é relevante ao passo que, como já comentado, a água proveniente das chuvas tem um papel relevante nos processos de escorregamento, principalmente quanto à sua duração e intensidade. Em contrapartida, analisar tais características torna-se difícil e deve ser realizada de maneira cautelosa devido a variabilidade inerente ao tipo de solo e as condições em que foi formado. Por isso, um

modelo generalizado para escorregamentos provenientes da infiltração acaba se tornando impossível (CARDOSO JR., 2006), fazendo-se necessário o estudo caso a caso.

2.4.1 Curva de Retenção de Água (CRA)

Campos (1984) ao analisar o comportamento hidráulico dos solos descreve a capacidade de retenção de água pelo solo como: "*o potencial total de água que possibilite o transporte, reverso e isotrópico, de uma quantidade infinitesimal de água pura, contida em um reservatório a pressão atmosférica e com uma elevação específica para a água do solo"*. Simplificadamente as CRA's traduzem a influência da água frente à estrutura de solo, sua adsorção, volume, índices de vazios e distribuição nos poros. Soma-se a isto o que Presa (1982 *apud* CAMPOS, 1984) descreve como fatores influentes no comportamento de retenção de água, e que são particularidades de cada tipo de solo:

1. A geometria não uniforme dos poros individuais intercomunicados por pequenas passagens;
2. Ângulo de contato o qual varia segundo o avanço ou recuo do menisco;
3. Aprisionamento de ar em formato de bolhas, o que tende a reduzir a umidade influenciando no processo de umedecimento;
4. Curva de secagem e/ou umedecimento;
    a. Principal responsável pelo efeito de histerese das amostras. Fenômeno este descrito por Lisboa (2006), como sendo o efeito caracterizado por pares ordenados de sucção e umidade que podem ser diferentes em seu processo de secagem e umedecimento
5. Solução ou liberação gradual de ar dissolvido na água.

2.4.1.1 Ensaios de Laboratório

Para a definição da relação entre a umidade do solo e a sucção existe uma gama de ensaios e equipamentos utilizados em laboratório no entanto, aqui serão descritos

dois métodos. Um deles realizando leituras de umidade a partir de pressões controladas e o outro, a partir de umidades controladas, a leitura de pressões, nestes casos as pressões aferidas são medidas de sucção.

O primeiro método utiliza ensaios em placas de pressão e panela de Richards, as quais submetem as amostras a pressões controladas, surgindo assim uma pressão de sucção. Com a ocorrência do equilíbrio entre a pressão aplicada e a amostra é realizada a leitura da umidade, normalmente em valores de umidade volumétrica (θ). Um esquema prático deste método pode ser observado na Figura 7, e também é descrito passo a passo por Pretto *et al.* (2013), onde na ocasião, foram realizados os ensaios para a definição das amostras utilizadas nas análises referentes a este trabalho.

Figura 7 – Placa de Sucção - Execução de ensaios para CRA's
Fonte: Pretto et al. (2013)

O segundo procedimento, descrito em Marinho (1994), e como o próprio autor comenta, provavelmente teve início com Shull em 1916, é chamado de ensaio de papel filtro. No início, utilizou-se sementes selecionadas como material absorvente da umidade do solo, atualmente são utilizadas membranas semipermeáveis, caso do papel filtro (Whitman nº 42), as quais devem ser calibradas ou seguir as equações definidas por Chandler em 1992 e recomendada por alguns autores (MARINHO, 1994; GOMES, 2007). Fredlund *et al.* (1993) comentam sobre este método "indireto", descrevendo que as leitura de sucção são baseadas no equilíbrio do fluxo entre o papel filtro utilizado e o solo. Além disso, os autores indagam os leitores quanto ao refinamento dos resultados e em contra partida, já demonstram as proximidades e a acurácia do método frente às

outras formas de leitura de sucção em campo. Trabalhos como de Gomes (2007) buscam refinar ainda mais os resultados encontrados e a maneira como eles devem ser tratados.

Neste procedimento são possíveis dois tipos de leituras de sucção: uma mátrica e a outra total. A primeira é realizada com o contato direto entre o papel filtro e o solo (Figura 8-b). Neste caso, acontece um fluxo d'água que parte do solo para a membrana, até que se gere um equilíbrio de umidade solo / papel filtro. A segunda leitura, de sucção total, é realizada sem o contato direto, neste caso o equilíbrio da umidade entre as partes ocorre com a absorção do vapor d'água do solo pela membrana (Figura 8-a) (FREDLUND *et al.,* 1993; MARINHO, 1994).

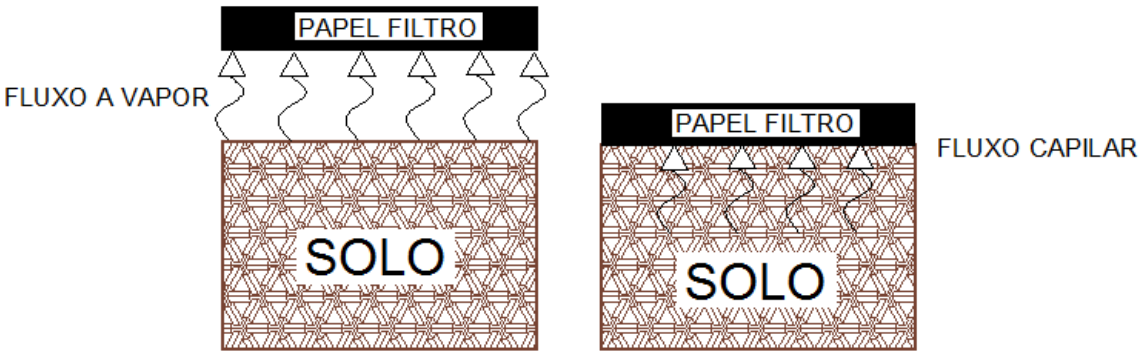


Figura 8 – Tipos de fluxos do solo para o papel filtro – Medidas de sucção
Fonte: Adaptado de Marinho (1994)

Em resumo o ensaio para a curva de retenção de água busca o conhecimento de algumas parcelas importantes para as análises dentro da Engenharia Geotécnica, estas parcelas podem ser divididas de acordo com um valor final de sucção dado conforme a Equação 1, apresentada a seguir.

$$\psi = \psi_g + \psi_m + \psi_p + \psi_o + \psi_a \qquad \text{Equação 1}$$

Sendo:

Ψ_g – potencial gravitacional

Ψ_m – potencial mátrico

Ψ_p – potencial de consolidação

Ψ_o – potencial osmótico

Ψ_a – potencial pneumático

Considerando a inexistência de processos de adensamento e que todo o ar existente no interior do solo não esteja ocluso podem ser desconsiderados dois valores, o potencial de consolidação e o potencial pneumático, respectivamente. Neste caso o potencial total é descrito por:

$$\psi = \psi_g + \psi_m + \psi_o \qquad \text{Equação 2}$$

Para o estudo de estabilidade, porém, são dois os principais potenciais a serem analisados: o potencial osmótico e o potencial mátrico. O primeiro corresponde à pressão osmótica da água e, só é encontrado quando realizada a avaliação da parcela total. Esta parcela representa a pressão aplicada a uma solução com um solvente qualquer para que seja adquirido o mesmo potencial químico do solvente puro a uma mesma temperatura (FREDLUND *et al*., 1993; GOMES, 2007). Ou seja, é dependente do tipo e quantidade de sais existente na água que está ocupando os vazios do solo.

O segundo é relacionado à poropressão negativa existente no solo a qual é gerada pelas forças de adsorção do próprio material. Esta força pode ser encontrada principalmente em solos com granulometria fina, e por vezes ser desprezada em situações onde se verifica a ocorrência de solos não coesivos ou granulares.

Por fim, a realização de uma CRA, só é possível com diversas medidas de sucção, e cada uma delas relacionadas, por exemplo, a uma medida de umidade volumétrica. Para isto utiliza-se a formulação de van-Genuchten (1980), como método de interpolação e determinação da curva sendo sempre representada pela seguinte equação:

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{(\alpha\psi)^n + 1}\right]^m \qquad \text{Equação 3}$$

$$\theta = \left[\frac{1}{(\alpha\psi)^n + 1}\right]^m . (\theta_s - \theta_r) + \theta_r \qquad \text{Equação 4}$$

Sendo: ψ – valor da sucção total (kPa)

θ – teor de umidade volumétrica (cm^3)

θ_s – teor de umidade volumétrica saturada (cm^3)

θ_r – teor de umidade volumétrica residual (cm^3)

n, α, m –parâmetros de ajuste sendo m=1-1/n

Para solos residuais, caso das encostas da Serra do Mar, o estudo do comportamento dos mesmos utilizando as CRA's, já pode ser encontrado em inúmeros trabalhos voltados a Geotecnia. Sabe-se, no entanto, que inicialmente a maior parte dos estudos faziam menções a solos superficiais, focados para áreas da engenharia agronômica e que ainda existe um caminho longo no que se diz respeito ao seu comportamento. Mesmo assim melhorias e refinamentos nos ensaios foram realizados por alguns estudos ocorridos nos últimos anos (MARINHO, 2005; SOUSA PINTO, 2006; MENDES, 2008; CARDOSO *et al.*, 2009; entre outros).

2.4.2 Condutividade hidráulica

O valor da condutividade hidráulica (k) está ligada as diversas características dos solos, entre essas podem ser citadas: a estrutura, o grau de saturação, a composição mineralógica, tamanho das partículas e o índice de vazios (DAS, 2011; SOUSA PINTO, 2006). Neste capítulo serão apresentadas cada uma destas características, suas interferência sobre os valores de condutividade, o método de ensaio *in-situ* pelo infiltrômetro de mini disco e as análises realizadas para que sejam possíveis resultados confiáveis de k_{sat}.

Das (2011) define a estrutura do solo como o arranjo ou a disposição geométrica das partículas entre si. Esta característica é definida conforme a natureza, formato, tamanho e composição das partículas sendo divididos em dois grupos: solos coesivos e não coesivos. No caso de solos coesivos, a ligação entre partículas está relacionada, em grande parte, às atrações químicas existente no interior do solo e não mais com as disposições das partículas. É importante nestes casos conhecer a origem, rocha formadora e suas diferentes formas de ligações das partículas. Solos não coesivos dividem-se em duas categorias: granular simples e alveolar. No primeiro caso, a disposição e tamanho das partículas irão influenciar diretamente no empacotamento, podendo existir uma variedade muito grande dos índices de vazios. Para o segundo caso, onde existem estruturas alveolares, o índice de vazios é ainda maior, encontrando, assim, altos valores para condutividade hidráulica.

Quando analisados materiais com grau de saturação menor que 1, estado em que o solo está na sua forma não saturada, a condutividade deve ser tratada de maneira diferente. Isto, pois nestes casos, é possível a ocorrência de canais de ar ou bolhas de ar oclusas nos vazios, fazendo com que seja necessária a consideração da sucção mátrica, encontrada pela Curva de Retenção de Água. O que de fato admite-se é que com o grau de saturação igual a 1, seu coeficiente de permeabilidade torna-se constante, nestes casos o fluxo de água em uma massa de solo qualquer é proporção da área ocupada pela água nos vazios do solo, caso contrário à existência de ar acaba por influenciar, tornando o caminho mais longo ou difícil, gerando assim, uma diminuição da condutividade hidráulica (CARDOSO JR., 2006).

A Figura 9 busca ilustrar a entrada de ar na amostra com a consequente redução de permeabilidade, estando primeiro em um estado saturado (apresentado na Figura a) e após isso com sucessíveis estágios de sucção (apresentado na Figura b). Observa-se que na situação b o ar começa a ocupar os espaços antes ocupados pela água, dificultando a sua movimentação por entre as partículas de solo.

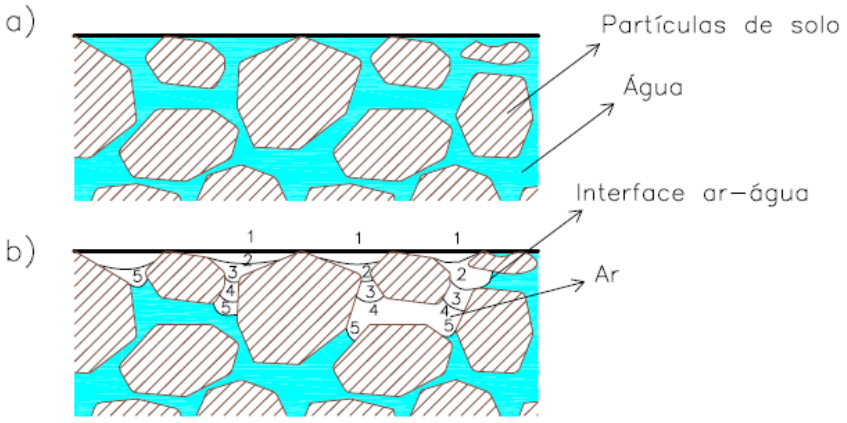


Figura 9 – Ilustração do desenvolvimento da entrada de ar na amostra
Fonte: Cardoso Jr. (2006)

Outra característica é o índice de vazios, o qual mesmo não sendo encontrado diretamente, é muito utilizado quando são analisados valores da condutividade hidráulica. Define-se que, quanto maior seu valor, maior será a quantidade de espaços existentes para serem preenchidos com água e nos casos onde houver diferenças de gradiente hidráulico maior será a ocorrência de fluxo.

Já a composição mineralógica tem papel importante tratando-se de materiais de granulometria fina e coesiva, onde a superfície específica dos grãos acaba sendo

relevante, basta verificar a comparação entre estas superfícies de argilo-minerais a seguir:

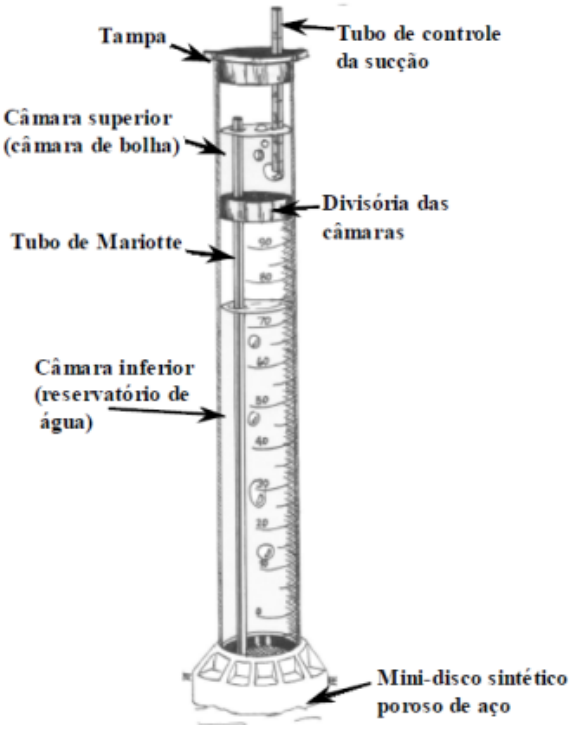
$$SE_{Caulinita} < SE_{Ilita} < SE_{Montmorilonita}$$
$$15\ m^2/g < 80\ m^2/g < 800\ m^2/g$$

Os valores de k são descritos como: $k_{Montmorilonita} < k_{Ilita} < k_{Caulinita}$, ou seja, quanto maior a superfície específica dos grãos menor será a sua condutividade hidráulica, decorrente da forte ligação existente entre a água / solo e os reduzidos valores dos índices de vazios.

2.4.2.1 Método de Ensaio em Campo

O estudo da condutividade hidráulica *in-situ*, visa aprimorar o conhecimento sobre a velocidade de percolação da água no meio. Além é claro, de um melhor entendimento quanto à velocidade de infiltração e a ocorrência de frentes de saturação nos períodos chuvosos. Fredlund *et al.* (1993), no entanto, salientam para alguns cuidados necessários quando realizados estes ensaios uma vez que a condutividade hidráulica é uma das propriedades geotécnicas mais variáveis. Isto, pois no caso de solos saturados a sua textura influencia na condição de fluxo, ou seja, a diferença entre valores encontrados para pedregulhos até argilas podem ter variações de resultados na ordem de 10^6.

Entre os equipamentos existentes para os ensaios de campo Mendes (2008) cita o infiltrômetro de mini disco (DECAGON, 2007) (Figura 10-a), o qual segundo o autor é ideal para se efetuarem medidas no campo decorrente da facilidade do manuseio no local. O equipamento divide-se em duas câmaras, uma inferior (reservatório graduado de água para ocorrer a infiltração) e outra superior (controladora da sucção) as quais são preenchidas com água. Para o contato entre o equipamento e o solo utiliza-se um mini disco composto de material inerte com pequenos poros. A sequência do ensaio é mostrada na Figura 10 entre b - e.



(a)

(b)

(c)

(d)

(e)

Figura 10 – Infiltrômetro de Mini Disco

Para a realização do ensaio e análise dos dados o fabricante Decagon (2007) apresenta alguns parâmetros referentes a cada tipo de solo, além disso, Mendes (2008) em seu trabalho consegue descrever cada um destes conceitos, além de refinar e melhorar a interpretação dos resultados. Na oportunidade, por exemplo, o autor

apresenta conclusões baseadas em comparações entre os resultados de ensaios realizados com infiltrômetro de mini disco e permeâmetros. Destaca-se entre elas a variação dos resultados encontrados para a condutividade, que pode chegar a até 10 vezes. Segundo o próprio autor esta diferença deve-se influência existente nas condições de umidade inicial do campo agindo sobre as frentes de saturação.

2.4.2.2 Análise dos dados

O processamento dos dados é caracterizado pela plotagem de uma curva dada por um determinado tempo e a infiltração acumulada ocorrida. Um exemplo desta curva é apresentado na Figura 11 (resultado do ensaio 1, realizado no Morro do Boi / SC), onde se faz possível a obtenção dos parâmetros C_1 e C_2 para então serem realizados os cálculos de condutividade hidráulica do solo pelo método de Zhang propôs em 1997 (MENDES, 2008; ANTONINO *et al.*, 2001). A solução numérica é descrita por dois termos e descreve o processo de infiltração a partir do infiltrômetro para qualquer tempo de ensaio (Equação 5). De interesse ao valor de k_{sat} o que se utiliza é o valor de C_1 baseado pelo ajuste da curva referente ao tempo de ensaio acumulado e a infiltração no período.

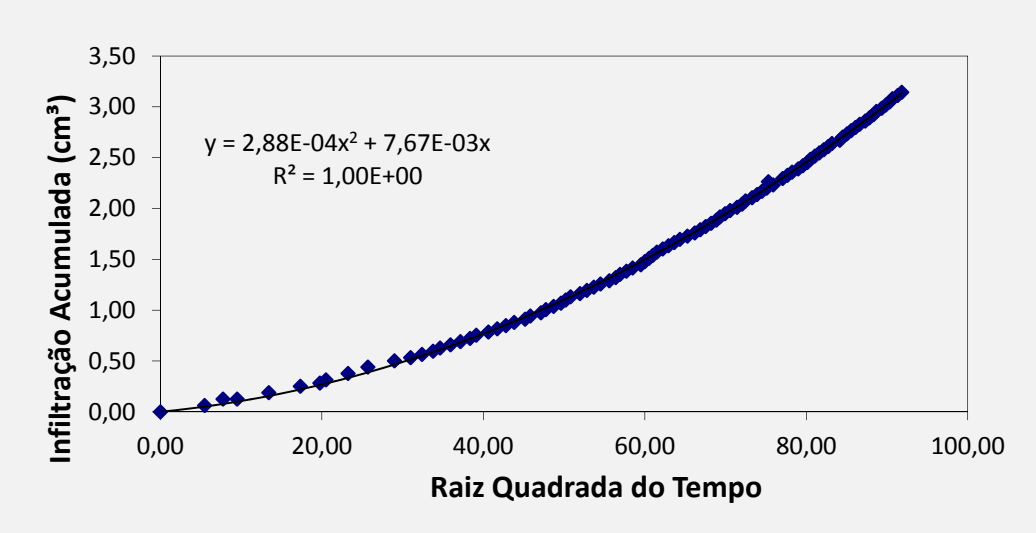


Figura 11 – Gráfico dados de ensaio de infiltração

$$I = C_1.t + C_2.\sqrt{t}$$ Equação 5

Onde: C_2 – relacionado com a absorção do solo ($m.s^{-1/2}$)

C_1 – relacionado com a condutividade hidráulica ($m.s^{-1}$)

O segundo parâmetro utilizado para se definir a permeabilidade do solo relaciona-se com os parâmetros α e n da fórmula de Van-Genuchten (1980), parâmetro A. Este valor pode ser obtido a partir das seguintes expressões:

Se n ≥ 1,9 $$A = \frac{11{,}65.\left(n^{0{,}1}-1\right).e^{2{,}92.(n-1{,}9).\alpha.h_0}}{(\alpha.r_0)^{0{,}91}}$$ Equação 6

Se n < 1,9 $$A = \frac{11{,}65.\left(n^{0{,}1}-1\right).e^{7{,}5.(n-1{,}9).\alpha.h_0}}{(\alpha.r_0)^{0{,}91}}$$ Equação 7

Onde: n e α – parâmetros de van-Genuchten;
r_0 – raio do mini-disco;
h_0 – sucção imposta a amostra.

Quando os parâmetros de van-Genuchten são desconhecidos, casos, por exemplo, onde não são realizados os ensaios das CRA's, Mendes (2008) cita valores de A, obtidos para 12 tipos de solos a partir de estudos realizados por Carsel & Parrish em 1998 e apresentados na Tabela 1. Dadas as variáveis necessárias, define-se k de maneira quasi-analítica por:

$$k = \frac{C_1}{A}$$ Equação 8

Tabela 1 – Parâmetro A para 12 tipos de solo

	Raio	2,25	A							
	α	n / ho	-0,5	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7
Areia	0,145	2,68	2,84	2,40	1,73	1,24	0,89	0,64	0,46	0,33
Argila mole arenosa	0,124	2,28	2,99	2,79	2,43	2,12	1,84	1,61	1,40	1,22
Areia com argila mole	0,075	1,89	3,88	3,89	3,91	3,93	3,95	3,98	4,00	4,02
Argila mole	0,036	1,56	5,46	5,72	6,27	6,87	7,53	8,25	9,05	9,92
Silte	0,016	1,37	7,92	8,18	8,71	9,29	9,90	10,55	11,24	11,98
Argila mole siltosa	0,02	1,41	7,10	7,37	7,93	8,53	9,19	9,89	10,64	11,45
Argila mole arenosa	0,059	1,48	3,21	3,52	4,24	5,11	6,15	7,41	8,92	10,75
Argila mole	0,019	1,31	5,86	6,11	6,64	7,23	7,86	8,55	9,30	10,12
Argila mole siltosa	0,01	1,23	7,89	8,09	8,51	8,95	9,41	9,90	10,41	10,94
Argila arenosa	0,027	1,23	3,34	3,57	4,09	4,68	5,36	6,14	7,04	8,06
Argila siltosa	0,005	1,09	6,08	6,17	6,36	6,56	6,76	6,97	7,18	7,40
Argila	0,008	1,09	4,00	4,10	4,30	4,51	4,74	4,98	5,22	5,48

Fonte: Adaptado de Mendes (2008)

2.5 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO – SONDAGENS ELETRORRESISTIVAS

A geofísica é uma ciência interdisciplinar, fundamentada na geologia, na física, na matemática, na química e na informática e que tem por objetivo estudar os fenômenos e as propriedades físicas da Terra, abrangendo o seu todo, do interior à superfície (KEAREY *et al*., 2002). Com esta ciência tornou-se possível o estudo de seções em maiores escalas e a utilização de mapeamentos para projetos voltados a Engenharia Geotécnica. Mesmo assim a escolha pela melhor configuração e método geofísico deve ser muito bem analisada e dependerá da necessidade, condição e amplitude dos dados buscados.

Para as análises de estabilidade de encosta, com o auxílio das sondagens geofísicas o que se busca é a realização de uma estratigrafia da subsuperfície rasa, aparecendo sempre o método elétrico, eletrorresistividade, como opção. Este método pode ser utilizado no intuito de se estudarem descontinuidades horizontais e verticais a partir das propriedades elétricas do solo, detecções de corpos tridimensionais com condutividade elétrica anômala (KEAREY *et al*., 2002) e caminhos preferenciais, que podem caracterizar por exemplo, fraturas nas rochas alterada e sã (ERBE *et al.*; 2010).

Por outro lado, para que sejam possíveis estas informações é necessário que exista à ocorrência de contrastes de valores da grandeza física mensurada (GANDOLFO *et al.,* 2003). Kearey *et al.* (2002), afirmam que o principal controlador da resistividade sendo assim dos contrastes de rochas é a porosidade do material, tendo com a diminuição da mesma um aumento da resistividade. Além disso, o teor de água (MORAIS, 2010), a quantidade e natureza dos sais dissolvidos e composição mineralógica também interferem nos resultados.

A Figura 12 apresenta um esquema de instalação do método eletrorresistivo o qual pode receber diferentes formatos de arranjo, como será visto no próximo item. Seu funcionamento é dado pela introdução de uma correntes elétricas (I) no solo através dos eletrodos AB. Após o lançamento da corrente as diferenças de potenciais (V) são medidas nos eletrodos MN e a partir disto realizado o cálculo de resistividade aparente na subsuperfície conforme Equação 9.

$$\rho_\alpha = k.\frac{V}{I} \qquad \text{Equação 9}$$

Sendo: ρ_α – resistividade aparente

k – fator dependente da disposição dos eletrodos A B M e N

V – potencial resultante

I – Corrente elétrica

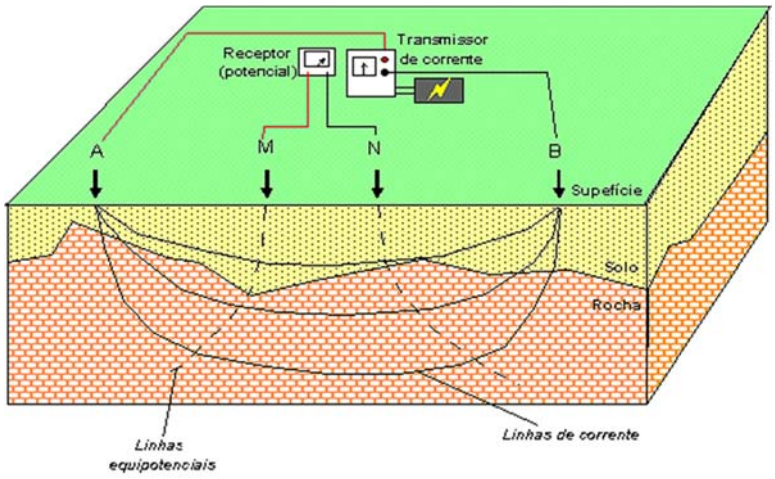


Figura 12 - Esquema de instalação do ensaio elétrico de resistividade
Fonte: Elis (2012)

2.5.1 Arranjos de eletrodos

Há diferentes tipos de arranjos ou também chamados de caminhamentos elétricos (CE) que podem ser utilizados nos levantamentos pelo método de resistividade. Reynolds (1997), comenta que para cada um dos tipos - Wenner, Schlumberger e dipolo-dipolo - haverá um valor obtido de resistividade aparente, isto, pois as resistividades estão diretamente relacionadas à geometria utilizada. O primeiro caso, a configuração Wenner, utiliza espaçamentos entre os eletrodos de potencial e de corrente iguais, fazendo com que todo o arranjo necessite ser movido ao longo do perfil sondado para que o valor definido *a* seja sempre mantido constante (Figura 13).

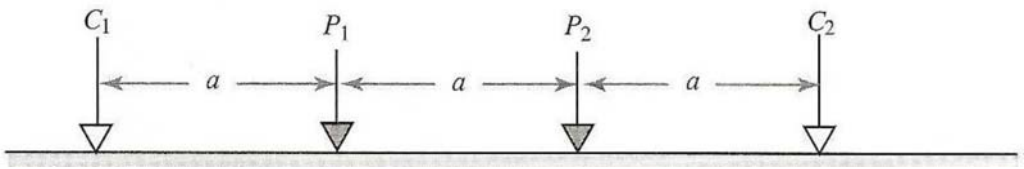


Figura 13 – Configuração Wenner
Fonte: Burger *et al.* (1992)

No caso da configuração de Schlumberger, os eletrodos de corrente afastam-se de maneira simétrica do centro dos eletrodos de potencial como mostra a Figura 14. Neste caso as distâncias entre os eletrodos de corrente serão diferentes se comparadas com as distâncias entre os eletrodos de potenciais.

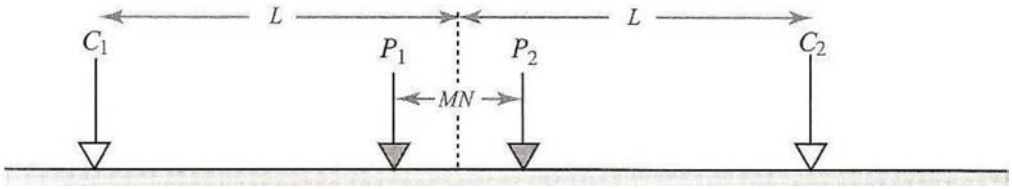


Figura 14 – Configuração Schlumberger
Fonte: Burger *et al.* (1992)

O último caso abordado, a configuração dipolo-dipolo também conhecida como perfilagem elétrica, mantém constante a distância entre os eletrodos potenciais e de corrente. A distância entre o conjunto será então variada de acordo com a profundidade desejada de sondagem. Esta configuração pode ser observada na Figura 15.

Figura 15 – Configuração Dipolo-dipolo
Fonte: Burger *et al*. (1992)

O arranjo dos eletrodos depende necessidade de cada projeto, porém se observa é um aumento da utilização deste tipo de sondagem dentro da Geotecnia devido aos resultados satisfatórios e campos de atuação. Entre estes podem ser citadas as determinações das variações verticais de resistividade, em prospecção mineral, as falhas ou zonas de cisalhamento e a detecção de corpos com condutividade anômala, além de detectar variações na profundidade do embasamento e a presença de descontinuidades abruptas (KEAREY *et al.*, 2002).

2.5.2 Interpretação e incertezas na análise de resultados

Ainda que a aquisição de dados geofísicos seja efetuada com uma instrumentação precisa e seguindo rigorosos procedimentos físicos e matemáticos, o dado obtido é relativo, este paradoxo é decorrente da grande variedade e complexidade das propriedades dos alvos (VOGELSANG, 1995 *apud* GANDOLFO, 2007). As medidas geofísicas em si são relativamente precisas e os modelos matemáticos são usualmente empregados para a interpolação e extrapolação das medidas de campo. A maior ambiguidade, porém, surge no momento da interpretação geológica dos resultados. A análise da resistividade elétrica do solo deve sempre ser balizada pelas informações diretas (sondagens e condições ambientais, tais como pluviometria, cobertura vegetal, drenagens naturais e intervenções antrópicas), pelo conhecimento prévio da formação geológica da área em estudo e, muitas vezes, pela opinião de profissionais com experiência em investigação geofísica.

Por último recomenda-se que ensaios geofísicos sejam tratados como complementares e não utilizados sem comparações com outros métodos de sondagens como por exemplo SPT ou CPT (KEAREY *et al.*, 2002).

2.6 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Quando se trabalha com qualquer tipo de material, é importante serem conhecidos comportamentos oriundos de suas características mecânicas. Neste item serão elencadas algumas dessas características para o caso em que se trabalha com materiais manufaturados, como o concreto e o aço, ou naturais, foco deste trabalho, caso de solos e rochas.

2.6.1 Parâmetros de Resistência de Solos e Rochas

Como já descrito por Terzaghi *et al.* (1996), em todos os casos que as pressões no solo sejam atuantes, é essencial se conhecer e avaliar as propriedades de resistência ao cisalhamento dos mesmos, tendo como ponto de partida as análise das tensões principais e resistência ao cisalhamento. Nestes casos, o que normalmente se faz, é a utilização de ensaios triaxiais (CU, CD e UU) ou cisalhamento direto, comumente

utilizado na Mecânica dos Solos. Reitera-se, no entanto, que as formulações definidas nas envoltórias geradas por estes ensaios tentam refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais, e várias são as formas de representar esta resistência (VILAR E BUENO, 2004). No entanto, a opção pela envoltória de Mohr-Coulomb é o critério de ruptura mais utilizado não só na Geotecnia mas na Engenharia Civil de maneira geral. Sua representação é dada, por exemplo, em um plano cartesiano ortogonal em que nas abcissas se tenham as tensões normais (σ) e nas ordenadas a tensão de cisalhamento (τ), valores obtidos experimentalmente no plano de ruptura (Figura 16).

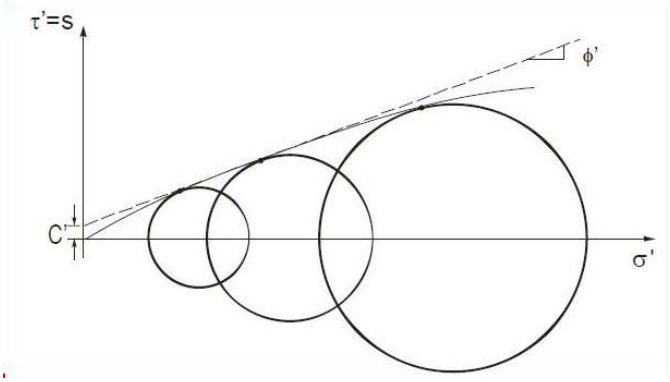


Figura 16 – Representação da envoltória de Mohr-Coulomb
Fonte: Vilar e Bueno (2004)

A adequação de uma reta (critério de Coulomb) aos pontos situados no diagrama σ x τ, dentro de uma determinada faixa de tensões de interesse ao problema em estudo, permite obter uma envoltória que segue uma expressão geral, apresentada pela Equação 10. Utilizando esta equação para o caso de solos e rochas, r_1 representa o intercepto coesivo do material e r_2 o coeficiente de atrito do material. Destacando que para um mesmo material podem ser definidos diferentes r_1 e r_2 dependendo do carregamento aplicado ao solo, tipo de solo, histórico de tensões, dentre outros.

$$\tau = r_1 + \sigma . r_2 \qquad \text{Equação 10}$$

Vilar e Bueno (2004) em sua obra concluem que a utilização da envoltória de Mohr-Coulomb é uma maneira eficiente e confiável de representação da resistência do solo, tendo em sua simplicidade um grande atrativo para a aplicação na prática.

2.6.2 Parâmetros de Deformabilidade

Reologia é a ciência que estuda o formato de deformação e fluxo de uma matéria, tendo principal interesse no que diz respeito à relação entre tensão, deformação, taxa de pressão e tempo (BANFILL, 2003). No estudo da engenharia muito se fala sobre condições em que os materiais são submetidos à ação de forças e a partir destas a ocorrência das deformações. Hibbeler (2004) descreve deformação da seguinte maneira: *"Quando uma força é aplicada a um corpo, tende a mudar a forma e o tamanho dele. Tais mudanças são denominadas deformações e podem ser perfeitamente visíveis ou praticamente imperceptíveis sem o uso de equipamento para fazer medições precisas"*.

São dois os tipos de deformações normalmente analisados, um chamado de deformação normal, o qual é a variação de volume da partícula e pode ser representada pela mudança no comprimento de uma reta. Por exemplo, a diferença entre o segmento S (antes da deformação) e S' (após a deformação) na Figura 17. O outro tipo de deformação chamada de cisalhante, a mesma é encontrada quando há mudanças no formato da partícula e é analisada pela variação do ângulo existente entre dois segmentos de reta antes e após a ocorrência da deformação, para a Figura 17, representado pelo ângulo θ'.

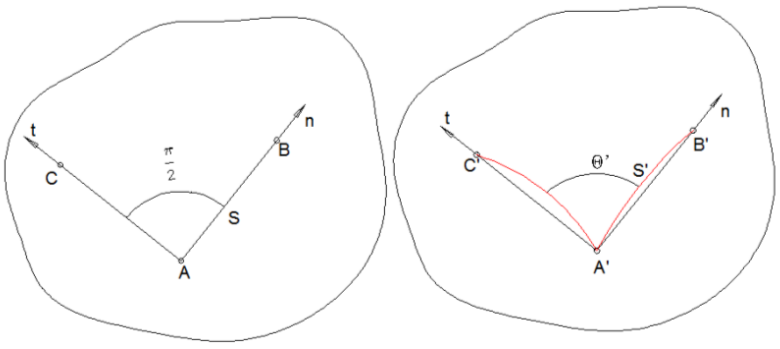


Figura 17 – Representação das deformações normal e cisalhante
Fonte: Hibbeler (2004)

2.6.2.1 Comportamento mecânico dos materiais

Dando destaque aos principais materiais utilizados em casos de obras de contenção, podem ser citados em específico: o próprio material deslocado (solo e

rocha), estrutura de contenção (concreto e aço). Cada um destes com um comportamento inerente a matéria constituinte, e que será descrito a seguir.

- *Solos e Rochas*

Se a massa de solo estiver em equilíbrio mesmo com a aplicação de tensões, e toda a tensão aplicada resultar em deformações compatíveis no solo, a massa estará em um estado de equilíbrio elástico, podendo ser definida matematicamente pela teoria da elasticidade. Nestes casos, porém, a elasticidade acaba por limitar o entendimento uma vez que o maciço é heterogêneo e a simplicidade do comportamento elástico acaba por negligenciar, por exemplo, possíveis efeitos de histereses, devido ao formato da função (Figura 18).

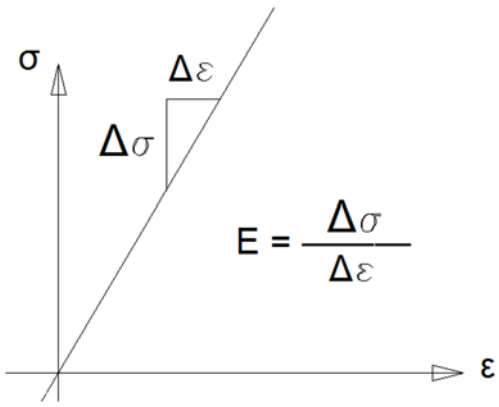


Figura 18 – Comportamento de materiais perfeitamente elásticos
Fonte:Sowers e Sowers (1970)

Outra maneira pela qual pode ser apresentado o comportamento do solo é chamado de equilíbrio plástico (Figura 19). Neste caso o equilíbrio se apresenta no estado iminente de falha, ou no momento em que está preste a acontecer a falha da estrutura. Para este caso Sowers e Sowers (1970), apresentam a definição matemática como sendo:

$$s = c + p \,.\tan \emptyset \qquad \text{Equação 11}$$

Ou seja:

$$\tau_f = c + .\ \sigma_f \ \tan \emptyset \qquad \text{Equação 12}$$

Equação esta, definida por Mohr, e apresentada no item 2.6.1, a qual se apresenta como um critério acurado e uma ótima ferramenta para resolução de problemas envolvendo materiais plásticos. Este formato de resolução pode em muitos casos práticos aproximar a falha plástica considerando a tensão de ruptura ao longo da superfície de plastificação.

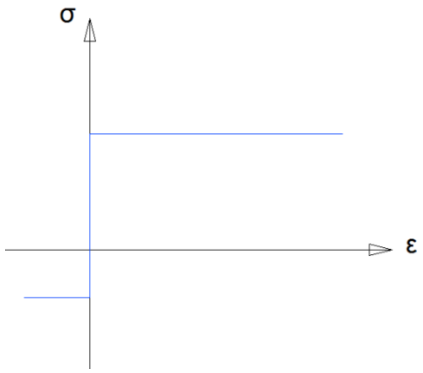


Figura 19 – Comportamento de materiais perfeitamente plásticos
Fonte: Sowers e Sowers (1970)

No entanto, problemas reais de engenharia, principalmente geotécnica, aproximações como esta acabam contendo erros inerentes à simplificação e devem ser avaliadas antes da sua utilização (SOWERS E SOWERS, 1970). Algumas teorias tentam aliar os dois estados de equilíbrio transformando a massa em um material elastoplástico (Figura 20), porém pelas suas complexidades acabam por limitar o seu uso. Mesmo em softwares atuais, o que se vê é a necessidade de utilizar um ou outro equilíbrio sem que seja possível a definição de um material elastoplástico (ROCSCIENCE, 2011).

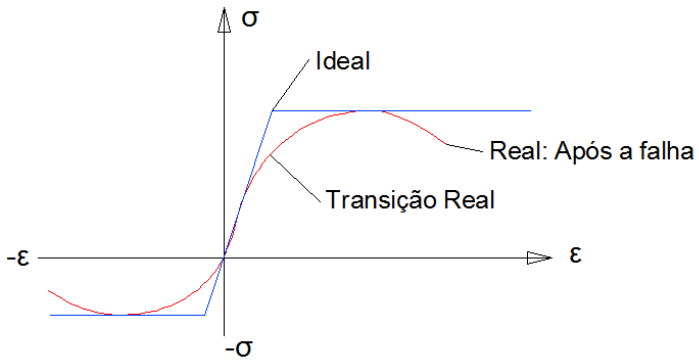


Figura 20 – Comportamento de tensão x deformação para material elastoplástico
Fonte: Adaptado de Sowers e Sowers (1970)

- *Concreto e Aço*

A necessidade de estabilização de algumas encostas para que se tentem evitar prováveis movimentações de massa traz à tona a necessidade de se conhecer melhor os materiais e sistemas construtivos diversos e que inserem-se não só na Geotecnia mas na construção civil em geral. Sowers e Sowers (1970) fazem o seguinte comentário: *"Em primeiro lugar, muitos problemas incluem solo e rocha em que estruturas de engenharia são apoiadas. As duas componentes do sistema, o solo e a estrutura, obedecem à mesma lei da física. Embora a estrutura seja feita com material mais rígido e forte do que o solo, os dois componentes devem responder ou se moverem juntos"*. Visando esclarecer o comportamento quanto às deformações do concreto e do aço, utilizou-se o que Mehta e Monteiro (2008) citam sobre o assunto.

Quanto ao aço, como um material utilizado para a engenharia em geral, seu comportamento pode ser dividido em duas partes. A primeira tendo característica de material elástico, o qual segue o mesmo conceito apresentado na Figura 18, onde as deformações são reversíveis. Com o aumento do nível de tensão o seu comportamento inicia um processo de deformação plástica onde a deformação do material já não é proporcional à solicitação ou tensão imposta ao mesmo, o que define a segunda parte. Um exemplo deste comportamento é descrito na Figura 21 onde é relacionada uma deformação do material e a tensão que o mesmo está sendo submetido até a sua ruptura.

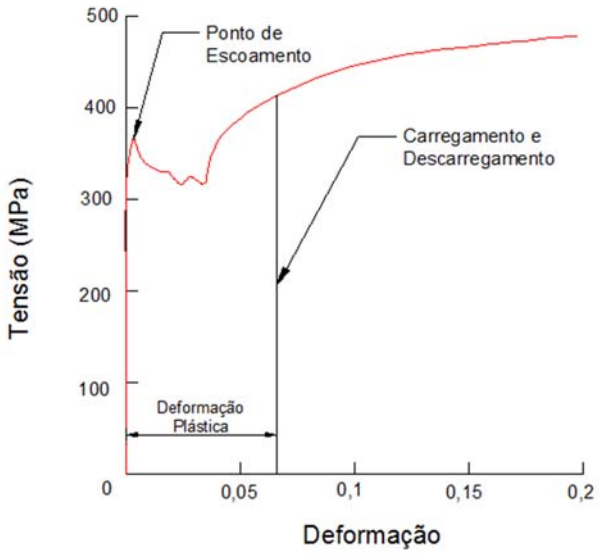


Figura 21 – Comportamento tensão x deformação em um elemento de aço submetido a cargas incrementais
Fonte: Mehta e Monteiro (2008)

Por fim, no caso do concreto os autores comentam quanto à dificuldade na definição do seu comportamento, visto que o mesmo sofre influência de acordo com a condição em que é submetido, como por exemplo, efeitos de retração (pelo resfriamento ou secagem) e fissuramento (por efeito térmico), além de ser um material muito heterogêneo. Mesmo assim o que se considera quando avaliada a curva de tensão x deformação do material é um comportamento elastoplástico em que a deformação, conforme apresenta a Figura 22.

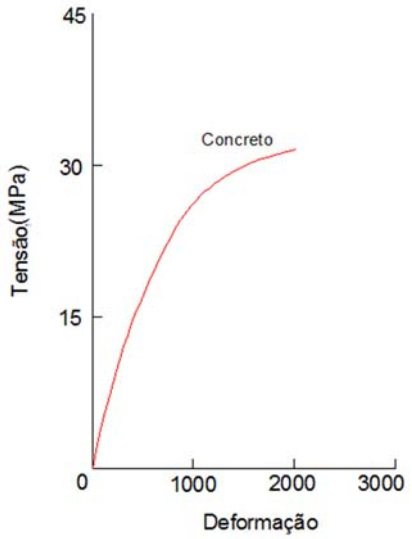


Figura 22 – Comportamento típico de tensão x deformação do concreto
Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2008)

2.7 ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

Para as análises condicionadas a estabilidade do maciço e, principalmente, do sistema de contenção construído, foi utilizado o software Phase2 (ROCSCIENCE, 2011). O mesmo utiliza-se do método dos elementos finitos, para realizar análises de tensão x deformação, fornecendo resultados através de SRF (*Strenght Reduction Factor* ou Fator de Redução da Resistência).

Nesta técnica são definidas as características dos materiais e dos elementos estruturais (parâmetros de resistência e propriedades de deformabilidade), além das condições de contorno em que a encosta está sendo submetida. O processo de cálculo decorre com a redução dos parâmetros de resistência por um determinado fator e, a partir daí, por elementos finitos, o modelo é calculado. Este processo repete-se para diferentes SRF, até que o modelo se torne instável (os resultados das análises não

convergem) e então, seja determinado o fator crítico de redução de resistência ou o próprio fator de segurança da encosta (ROCSCIENCE, 2011).

O formato de cálculo baseia-se em um critério de convergência e critérios de paralização ou de aproximação conforme será apresentado a seguir. Reitera-se que este é o método utilizado para o modelo que será analisado, porém não é o único modelo de análise das condições citando, por exemplo, o software GeoStudio (GEO-SLOPE, 2004) o qual utiliza equilíbrio limite para o cálculo. Análises tanto de estabilidade quanto de fluxo no maciço podem ser realizadas neste caso, porém foge do escopo do trabalho comentar cada uma delas.

Primeiramente, o critério de convergência utiliza a equação baseada em uma análise definida pela seguinte matriz:

$$K\Delta U = P - F \qquad \text{Equação 13}$$

Onde: P – é o vetor de aplicação dos carregamentos, o qual é realizado em diferentes estágios $P_{(1)}$, $P_{(2)}$, $P_{(3)}$, ...;

F – é o vetor interno das forças do modelo;

ΔU – é o vetor atual para o deslocamento nodal.

Esquematicamente a forma como são realizadas os cálculos para o critério de convergência baseiam-se no exemplo apresentado na Figura 23. Observa-se que as iterações ocorrem até que seja determinado um valor que desequilibre P e F, resultando no processo de deformação e ruptura da seção além de serem realizados acréscimos de deslocamentos (ΔU) até que estes aproximem-se de 0. Neste caso $U_{(n+1)}$ irá retornar um resultado verdadeiro, demonstrando a solução ou convergência do problema e uma condição em que ocorra a instabilidade do maciço.

Como o critério de convergência e a quantidade de iterações necessárias irão depender sempre da complexidade do problema, o modelo admite alguns critérios de paralização, ou também chamados de "critérios de aproximação". Nos casos que serão analisados optou-se pelo critério de energia absoluta, o qual é recomendado por Rocscience (2011), a partir das análises dos mais diferentes casos. Neste, a razão entre o estado inicial do modelo e o seu estado em um determinado estágio de carregamento deve satisfazer uma energia específica tolerada. Esta energia representa os critérios de paralização do modelo, os quais são resumidos em:

1. A tensão de ruptura reduza a resistência ao cisalhamento à sua resistência residual;
2. A tensão aplicada a um nó qualquer reduza a rigidez do mesmo a um fator igual a 0,01.

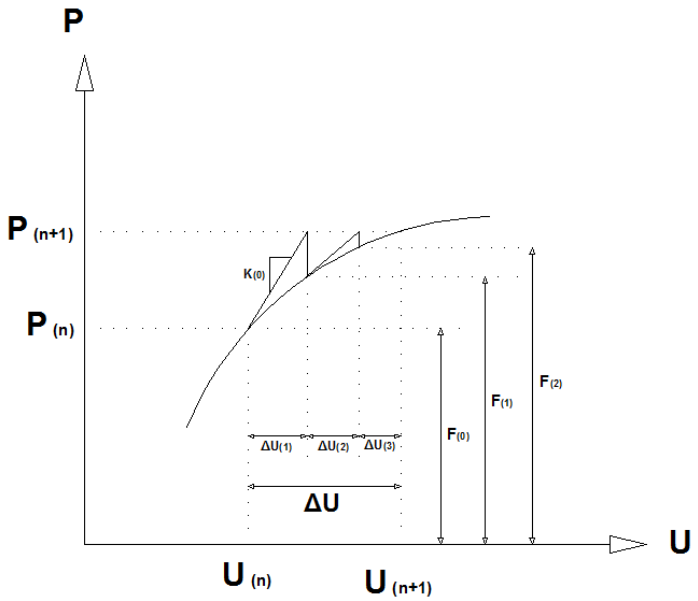


Figura 23 – Iteração do processo de elementos finitos para determinar o comportamento devido a forças aplicadas
Fonte: Rocscience (2011)

ESTUDO DE CASO

Neste capítulo serão detalhadas as principais características da encosta localizada na Serra do Mar, a qual apresentou movimentos de massa no ano de 2008. Para isto o capítulo foi definido com a seguinte estrutura: caracterização do sítio de estudo; caracterização e definição dos parâmetros de resistência e, por fim, uma análise da solução para contenção adotada no local.

Figura 24 – Vista frontal da área de estudo

3.1 CARACTERÍZAÇÃO DO SÍTIO DE ESTUDO

A encosta analisada foi descrita no trabalho de Sestrem (2012) e está localizada no KM 140 + 700 m da BR-101. Na ocasião foi realizada a caracterização e a descrição geográfica do local, sendo o mesmo posicionado em uma importante ligação de municípios catarinenses (Figura 25), justificando assim o estudo detalhado sobre os fatores de segurança do local. Ainda no trabalho de Sestrem (2012) abordou-se todo o sistema de contenção construído no local, após os processos de movimentação ocorridos em 2008, e em paralelo um sistema de monitoramento geotécnico o qual hoje conta com instrumentos de monitoramento das deformações, dos índices pluviométricos, das poropressões na subsuperfície e dos carregamentos na estrutura de contenção. Gonzalez (2013), utiliza os dados deste monitoramento para análises de séries temporais, que mesmo com períodos ainda pequenos de dados já apresentam informações valiosas quanto ao comportamento de todo o maciço frente as variações de mecanismos internos e intermediários. Como complemento a isto, Lazarim (2012) apresenta em seu trabalho uma retroanálises do Morro do Boi, onde foram analisados os prováveis valores de coesão e ângulo de atrito, além de verificar as prováveis superfícies rasas de ruptura.

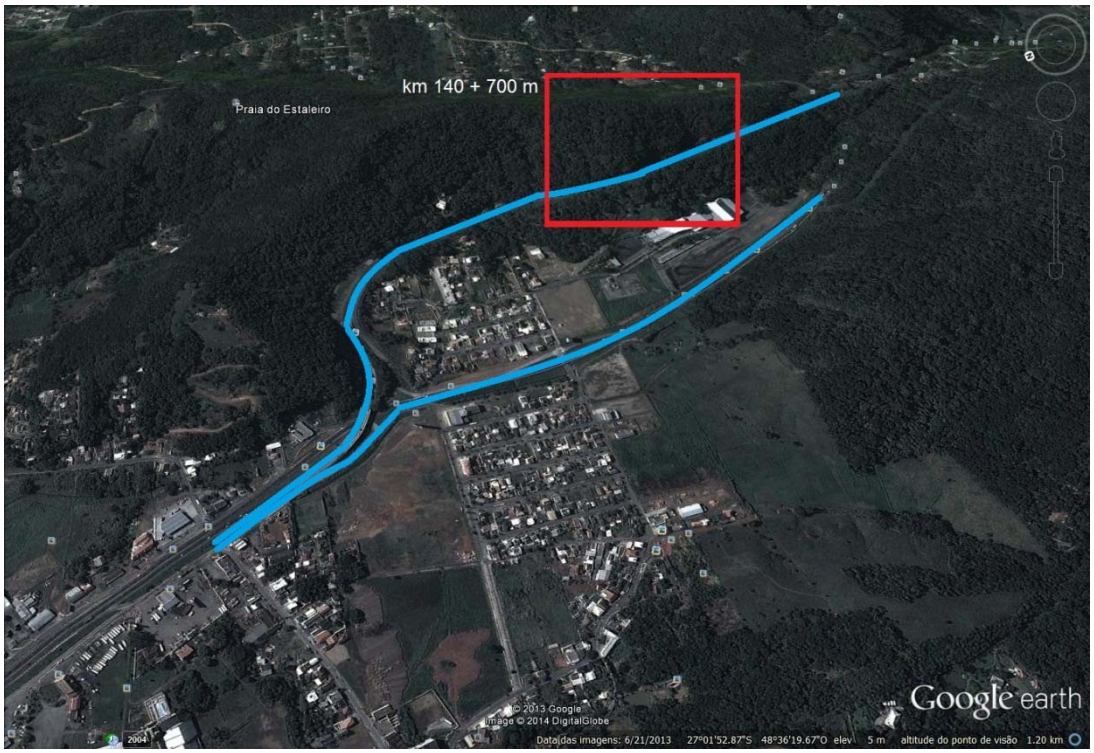


Figura 25 – Localização da área de estudo
Fonte: Google Earth (2013)

Sobre o histórico de deslizamentos no local, Kormann *et al.* (2011), descrevem como sendo uma ruptura decorrente de precipitações pluviométricas intensas ocorridas naquela ocasião. O que vem de encontro à Nascimento *et al.* (2009), quando analisando os graves deslizamentos ocorridos na região em datas semelhantes, identificaram que historicamente nunca houveram registros de precipitações pluviométricas próximas. Somando a isto, questões antrópicas ligadas ao uso e ocupação solo, principalmente nos locais de serra, ajudaram nos processos de movimentação e foram consideradas condicionantes a alguns deslizamentos. Na Figura 26 são apresentados alguns casos de deslizamento, grande parte translacionais, registrados pela concessionária da rodovia no período em que ocorreram as fortes chuvas.

Figura 26 – Registros de deslizamentos ao longo da BR-101
Fonte:APLS (2008)

3.1.1 Caracterização Geológica

A estrutura geológica da Serra do Mar, segue a tendência das estruturas do Escudo Atlântico (ALMEIDA E CARNEIRO, 1998), mais especificamente da Província Mantiqueira. Esta província apresenta sua estrutura geológica estendendo-se entre o sul da Bahia até Montevidéu no Uruguai (DELGADO *et al.*, 2003).

No estudo realizado, o entendimento quanto à formação torna-se relevante pelo fato da encosta ser formada basicamente por solos residuais e coluvionares da Serra do Mar. Nestes casos os maciços rochosos são recobertos com solo intemperizado com comportamentos relacionados à sua origem (VAZ, 1996).

Auxiliado pelo prof. Dr. Alberto Pio Fiori foi possível à caracterização dos tipos de rochas que ocorrem na região, levantamento este, descrito em Fiori (2011), além do mencionado no trabalho de Sestrem (2012). Em síntese, o morro do Boi é composto por Migmatitos do Morro do Boi e Granitos da Suíte conforme a seção esquemática apresentada na Figura 27. Salienta-se, porém, que as delimitações das camadas são de

difícil interpretação devido à existência de blocos de rocha e falta de exposição adequada em superfície.

Maciços compostos basicamente de migmatitos, como é o caso estudado, tem sua composição próxima ao que se encontra nas rochas de granitos e gnaisses (FIORI, 2011). Como falta de detalhamento e amostragens da formação para a realização de ensaios, na Tabela 2 são apresentados valores de módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (v) e peso específico (γ) característicos de algumas rochas conforme apresentado por Vallejo *et al.* (2002), destaca-se os valores referentes aos granitos e gnaisses.

Por fim, Fiori (2012) apresenta um modelo digital do terreno no qual estão descritos os principais tipos de fraturas existentes. Neste trabalho, o autor comenta sobre uma condição em que os fraturamentos encontram-se interligados com frequente percolação de água, apresentando pequenas camadas de argila com espessuras em torno de 5 cm.

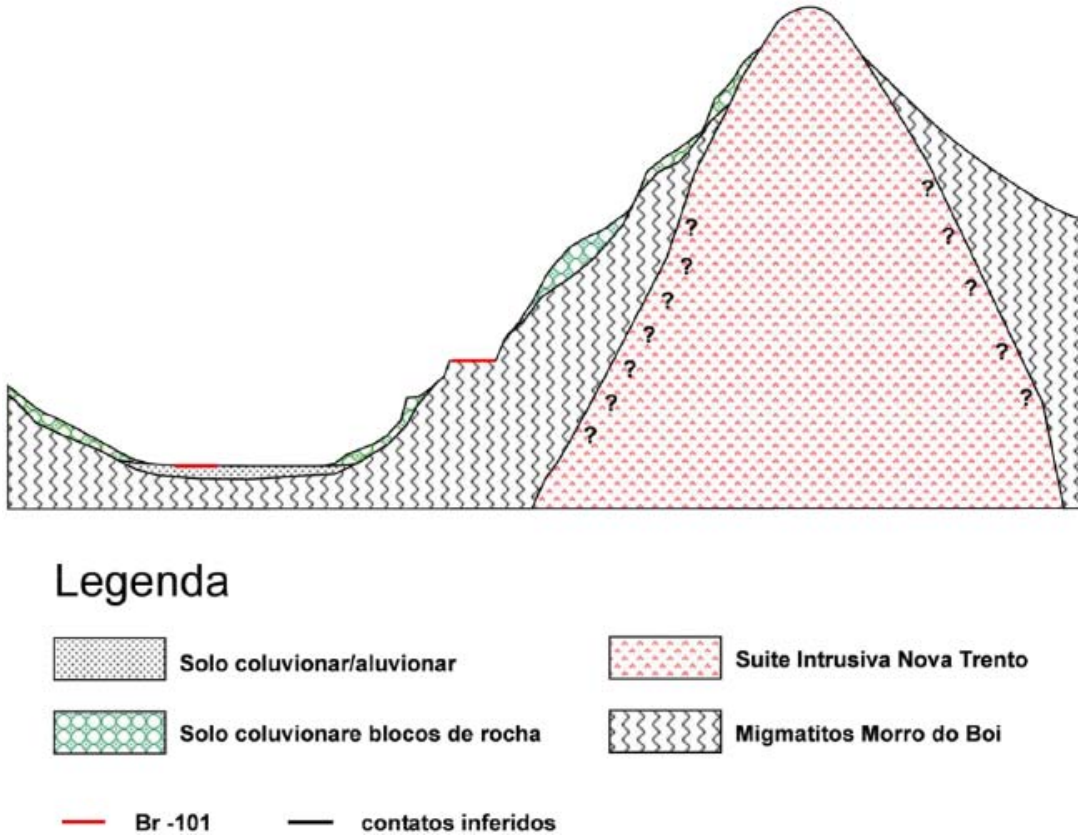


Figura 27 – Seção esquemática do Morro do Boi
Fonte: Fiori (2011)

Tabela 2 – Características mecânicas das rochas

Rocha Sã	Módulo de Elasticidade Estático (10^7 kPa)	Coeficiente de Poisson	Peso específico (kN/m³)
Andesito	3,0 - 4,0	0,23 - 0,32	22 – 23,5
Arenito	0,3 - 6,1	0,1 - 0,4	23 – 26
Basalto	3,2 - 1,0	0,19 - 0,38	27 – 29
Quartzito	2,2 - 10	0,08 - 0,24	26 – 27
Diabásio	6,9 - 9,6	0,28	29
Gnaisse	**1,7 - 8,1**	**0,08 - 0,4**	**27 – 30**
Granito	**1,7 - 7,7**	**0,1 - 0,4**	**26 - 27**

Fonte: Adaptado de Vallejo *et al.* (2002)

3.1.2 Sondagens Geofísicas

Para um entendimento mais aprofundado do comportamento do maciço, faz-se necessário primeiramente que seja conhecido o seu formato e a composição de cada das faixas de solo existentes da subsuperficie. No estudo de caso em específico, além de sondagens SPT e rotativas já apresentadas por Sestrem (2012), optou-se pela utilização de sondagens geofísicas.

Para a realização das sondagem foram avaliados os diferentes métodos geofísicos recorrentes à Geotecnia e para o caso analisado o que apresentaria os melhores resultados. Verificou-se então, algumas vantagens quanto à utilização do método eletrorresistivo principalmente, devido ao fato de existir intenso tráfego na rodovia, o que poderia prejudicar os resultados de sondagens sísmicas.

Com a escolha pelo método eletrorresistivo e do arranjo dipolo-dipolo definiram-se então as seções que seriam realizadas, apresentada no Anexo I, e as suas características conforme se descreve a seguir:

- 5 caminhamentos transversais (CE-01 a CE-5) com aproximadamente 225 m cada e 10 níveis teóricos de investigação;
- 1 caminhamento longitudinal (CE-06) com aproximadamente 110 m cortando no terço final os anteriores e 10 níveis teóricos de investigação;
- O sistema de medida utilizado foi o ohm.m e definiu-se a seguinte escala de cores:

Figura 28 – Escala de cores para a definição das seções de resistividade

Os resultados com cada um dos perfis geoelétricos interpretados são apresentados a seguir (Figuras 29 a 34). Com base nestes resultados Tecgeo (2012) interpreta o contexto geológico das rochas em ambiente de encosta, constituída por gnaisses, migmatitos, granitóides e rochas máficas, o que vem de encontro com o que já foi descrito por Fiori (2011). Além disso, identificaram-se três camadas geoelétricas, estando à primeira relacionada com os materiais de cobertura e as demais com o material proveniente de rocha alterada e a própria rocha sã. No material de cobertura e rochoso alterado foi possível caracterizar a presença de blocos e matacões de maneira expressiva, assim como inferir a presença de estruturas geológicas (provavelmente fraturas) na segunda e terceira camadas.

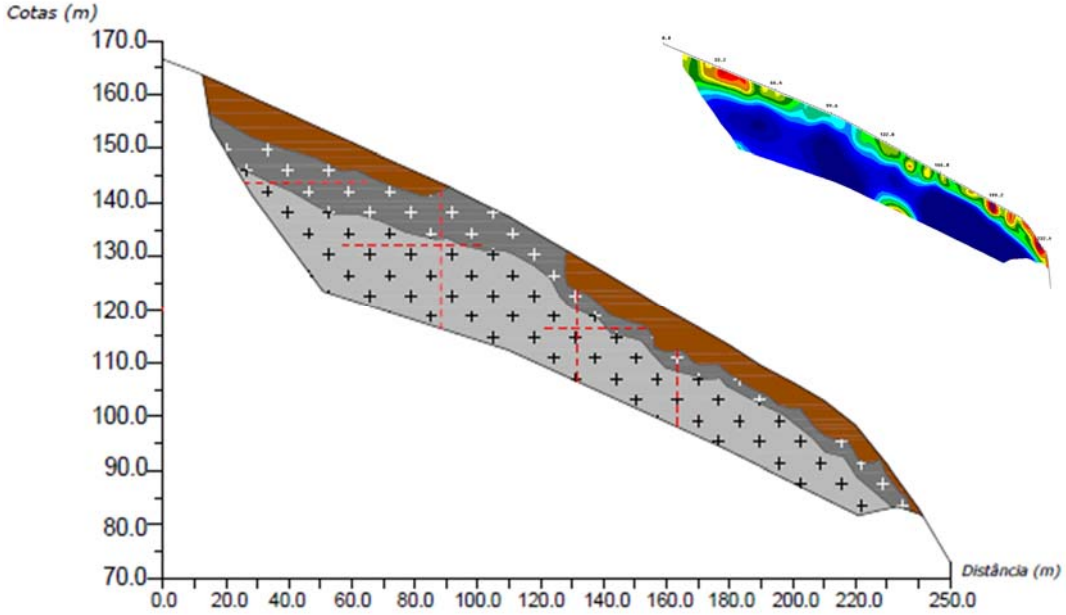


Figura 29 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-01

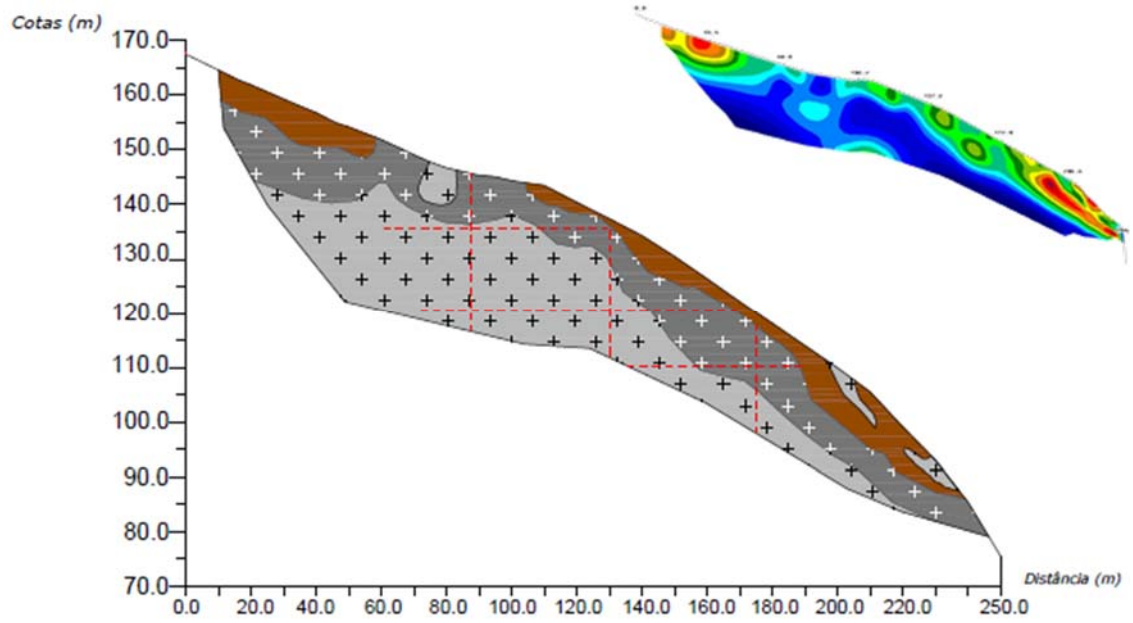


Figura 30 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-02

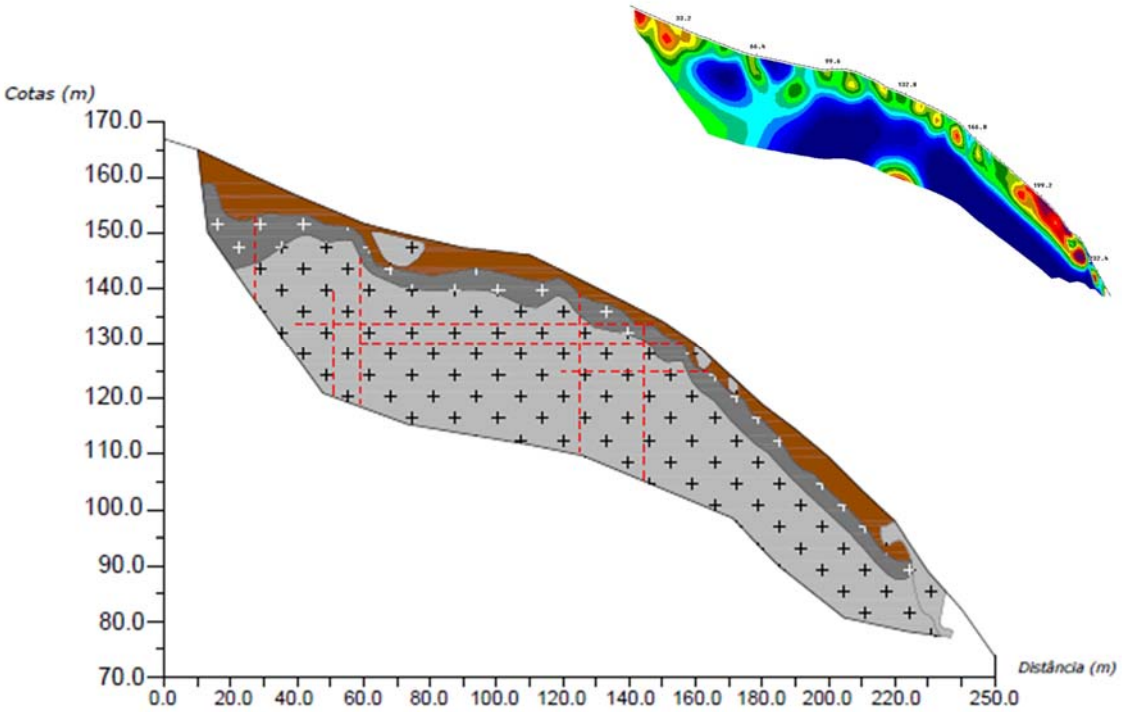


Figura 31 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-03

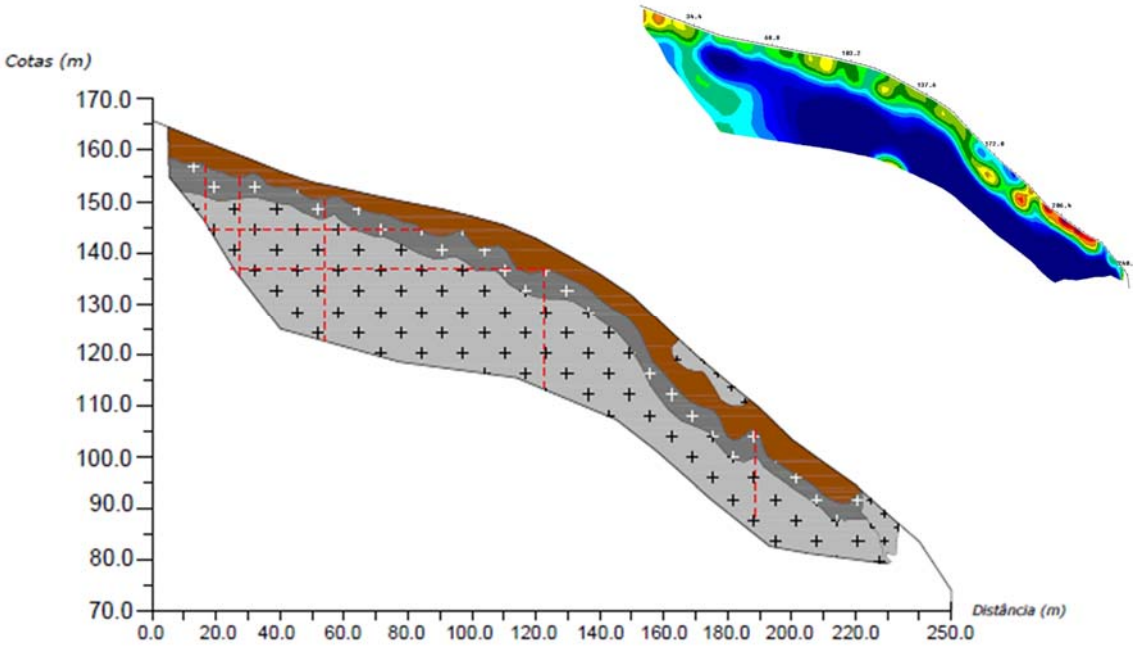


Figura 32 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-04

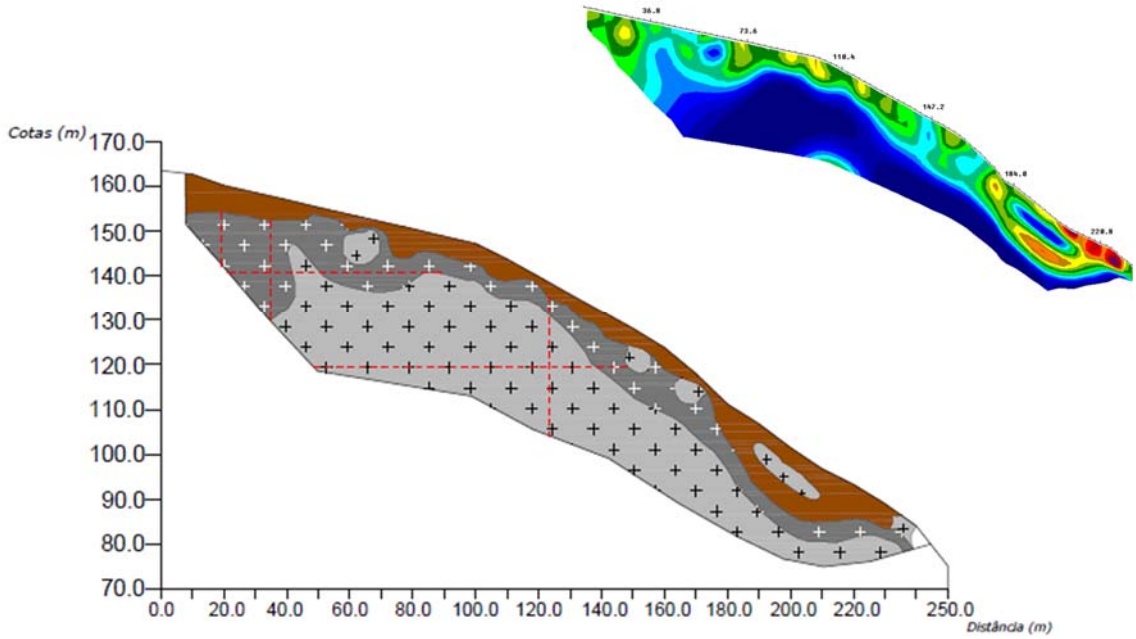


Figura 33 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-05

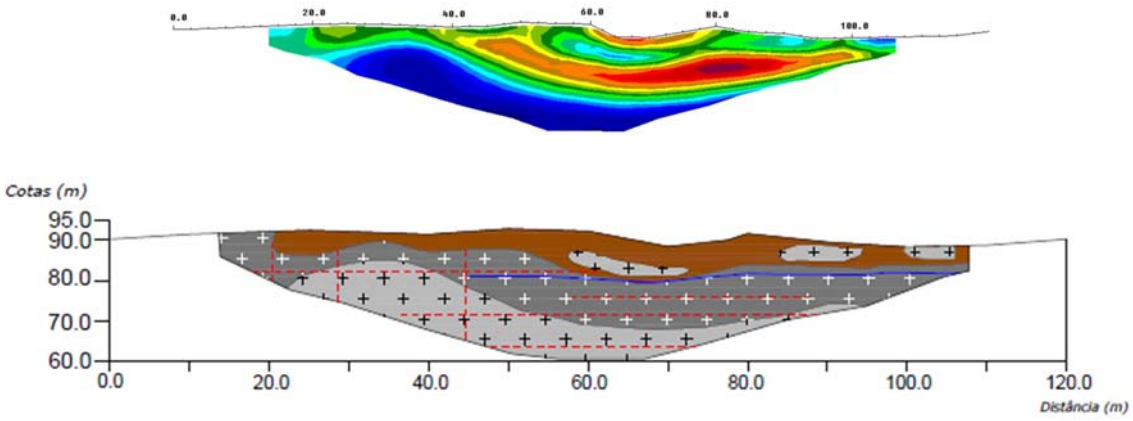


Figura 34 – Resultado dos ensaios geofísicos km 140 + 700 m – CE-06

Importante salientar que no caso estudado, diferentemente do que é descrito na Figura 2 da revisão bibliográfica e comentado por Wolle *et al.* (1989), os resultados das sondagens mostram horizontes de rocha sã e pouco fraturada a pequenas profundidades. Mesmo assim, apresentam horizontes superficiais semelhantes para os trechos da Serra do Mar, onde houveram escorregamentos translacionais, porém com desenvolvimento dos diferentes horizontes a maiores profundidades.

Á medida que os refinamentos para as análises são realizados, a definição destas profundidades e características é de grande valia e, auxiliará na verificação das condições de fluxo e drenagem subsuperficial, buscando respeitar os limites e as incertezas submetidas às sondagens geofísicas já comentadas anteriormente. Para minimizar os erros devido a estas incertezas foram realizadas comparações entre os resultados das sondagens geofísicas e o que foi apresentado pelas sondagens mistas (SM-06 e SM-07) que foram realizadas no local e apresentadas no perfil SSM, conforme localização mostrada no Anexo I e seção apresentada na Figura 35.

É possível concluir que os ensaios geofísicos apresentaram um comportamento satisfatório na definição dos horizontes de solo. Isto, pois se comparados os terços iniciais dos CE mais próximos às SM, o que se configura é uma semelhança de camadas, onde o solo superficial, no caso, uma areia fina média e a rocha muito alterada contemplam aproximadamente os primeiros 5 m, sobrepostas à uma camada de rocha alterada com aproximadamente 4 a 5 m e abaixo dela o surgimento da rocha sã.

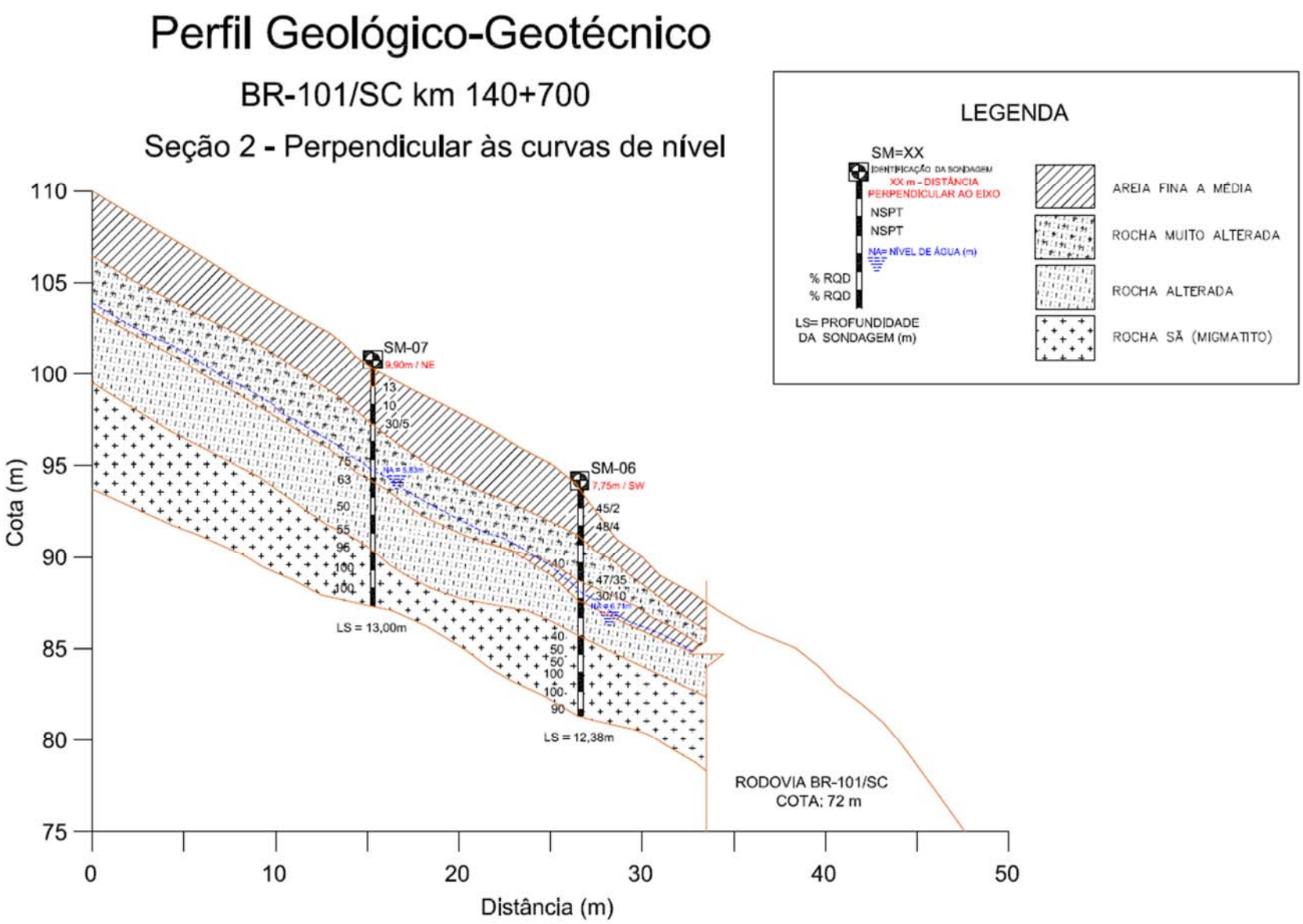


Figura 35 – Perfil Geológico-Geotécnico BR 101 km 140 + 700 m

3.2 ENSAIOS *IN-SITU* E DE LABORATÓRIO COM AMOSTRAS DO SÍTIO DE ESTUDO

Serão descritos neste capítulo os resultados dos ensaios de caracterização realizados com amostras retiradas da encosta. As coletas e os ensaios foram realizados entre os meses de maio e agosto de 2012 pelo autor e colaboradores. Em específico ao caso dos ensaios das CRA's, foram coletadas 3 amostras para cada ponto, com diferentes profundidades, limitando-se a 1,5 metros, este procedimento visa verificar a variação do material encontrado no local com o aumento da profundidade, os ensaios foram realizados entre os meses de setembro de 2012 e abril de 2013.

Em datas posteriores aos ensaios, verificou-se a necessidade da realização de ensaios de permeabilidade *in-situ*, utilizando infiltrômetro de mini-disco. Foram definidos então, os locais coincidentes ou muito próximo aos pontos das coletas anteriores, sendo realizadas no mês de junho de 2013.

3.2.1 Caracterização do Solo

A caracterização do solo foi feita por análises granulométricas, definidas pelos ensaios de peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação segundo a norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 1984) e a classificação de acordo com NBR 6502 (ABNT, 1995). Salienta-se, no entanto alguns cuidados que devem ser tomados para a execução dos ensaios, podendo citar por exemplo Silveira (1991), onde o autor, após ter analisado o procedimento de ensaio, relata a falta considerações na etapa de lavagem do material por parte da norma, principalmente quando se trata de solo residual. Isto, pois como se trata de parcela fina dos grãos e mais sensível a sua quebra pela lavagem pode gerar problemas com descontinuidades. Quanto aos resultados com amostras de Serra do Mar, Abramento *et al.* (1993) ao fazer a caracterização granulométrica dos materiais com o intuito de analisar a resistência ao cisalhamento, verificou que os solos de movimentações gravitacionais destes locais, aparecem com aproximadamente 75 % de sua fração como arenosa e contendo um elevado coeficiente de permeabilidade.

Na Tabela 3 são apresentados os resultados dos ensaios, mostrando um material com características de areia muito marcantes, o que vem de encontro com o que foi apresentado no perfil de sondagem. As amostras apresentam sempre uma quantidade

expressiva principalmente, de areia média e sua composição restante variando entre os valores de silte e areia grossa.

Tabela 3 – Classificação Granulométrica conforme ABNT 6502/95

Amostra	Argila <0.002mm	Silte 0.002 - 0.06mm	Areia Fina 0.06 - 0.2 mm	Areia Média 0.2 - 0.6 mm	Areia Grossa 0.6 - 2 mm	Pedregulho 2 - 60 mm
1	0,0	30,0	15,7	25,3	21,0	8,0
2	1,0	37,0	16,6	23,0	16,3	6,1
3	4,5	38,5	11,8	26,9	15,1	3,2
4	7,0	39,0	10,3	18,6	9,9	15,1
8	0,0	27,0	10,8	17,6	14,4	30,1
9	4,0	14,0	11,2	20,0	19,8	31,0
10	3,0	36,0	11,8	18,0	24,3	6,8
11	2,0	25,0	14,0	24,9	19,3	14,8
12	7,0	19,0	14,5	29,7	23,7	6,1
13	3,5	28,0	8,3	16,7	18,4	25,2
15	8,0	17,0	14,6	21,2	20,7	18,5
16	2,0	17,0	5,7	18,5	37,6	19,3
17	5,0	22,0	20,1	22,3	22,6	8,0
18	7,0	19,0	16,5	22,7	24,4	10,4
19	8,0	18,0	15,4	21,7	19,6	17,3
20	2,0	7,0	9,2	14,2	15,6	52,0
21	6,0	17,0	19,9	26,6	18,1	12,4
22	8,0	17,0	20,9	24,5	20,2	9,5
23	6,5	18,5	18,0	27,3	18,8	10,8

O peso específico para o solo superficial foi definido a partir dos ensaios em laboratório utilizando propriedades de índices físicos. Para a determinação do peso específico real dos grãos foi realizado o ensaio de determinação da densidade real das amostras optando-se na ocasião pela utilização da norma do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, ME 094 (DNER, 1994). Na Tabela 4 são apresentados os valores encontrados para as amostras ensaiadas.

Tabela 4 – Ensaio de umidade e peso específico real dos grãos

Ponto	Amostra	Peso específico dos grãos do solo Υ_s (g/cm³)	Peso específico do solo ou natural Υ (g/cm³)
1	2	2,65	1,53
1	3	2,62	1,53
1	4	2,57	1,60
3	1	2,62	1,71
3	8	2,65	1,75
3	10	2,58	1,77
4	11	2,43	1,74
4	12	2,60	1,62
4	13	2,67	1,74
6	9	2,58	1,66
6	15	2,49	1,76
6	16	2,64	1,74
7	17	2,62	1,60
7	18	2,70	1,68
7	19	2,42	1,58
8	20	2,73	1,57
9	21	2,71	1,53
9	22	2,70	1,57
9	23	2,56	1,59

3.2.2 Curvas de retenção de água – CRA's

Os ensaios para a definição das CRA's foram realizados com amostras indeformadas extraídas em pontos da encosta onde havia a ocorrência de solo residual. Neste capítulo, serão realizadas as análises dos resultados e para a sequência o termo sucção será utilizado para a definição da sucção mátrica, parâmetro este, aferido tanto na panela de Richards quanto, na mesa de sucção.

O limite superior de sucção aplicada foi igual a 100 kPa, e os valores intermediários medidos foram definidos a partir de análises das leituras encontradas nos tensiômetros instalados. Estudos mais aprofundados sobre o assunto podem ser encontrados no trabalho de Gonzalez (2013), onde o autor verifica com o desenvolvimento da vegetação ocorre uma significativa variação na sucção ao longo do período de monitoramento, porém em nenhum momento foram encontrados valores acima do limite proposto para os ensaios. Além disso, utilizando referências de sucção para materiais arenosos, as pressões de sucção entre 0 e 100 kPa são condizentes.

O início dos ensaios foi realizado pelo ramo de secagem no qual, com a amostra inicialmente em uma condição saturada. Com o equilíbrio da amostra quando aplicada a última pressão (100 kPa), foi realizado o seu retorno pelo ramo de umedecimento. Para o ajuste de curva pelo método de van-Genuchten (1980), utilizando o software RETC (VAN-GENUCHTEN *et al.*, 2005), no qual são fornecidos os valores de parâmetros de ajuste da equação (Tabela 5).

Tabela 5 – Parâmetros de ajuste das curvas pelo método de van-Genuchten (1980)

Corpo de prova	Ramo de Umedecimento				Ramo de Secagem			
	Θ_S	Θ_r	α (1/kPa)	n	Θ_S	Θ_r	α (1/kPa)	n
CP-09	0,322	0,000	13,673	1,075	0,402	0,000	2,705	1,133
CP-15	0,350	0,064	74,349	1,095	0,344	0,040	1,532	1,136
CP-16	0,350	0,000	986,345	1,031	0,461	0,000	95,839	1,068
CP-17	0,364	0,000	4,418	1,098	0,481	0,000	3,520	,160
CP-18	0,304	0,000	7,176	1,066	0,540	0,124	186,672	1,153
CP-19	0,313	0,000	5,561	1,091	0,435	0,000	5,993	1,147
CP-20	0,311	0,000	3,983	1,089	0,437	0,115	3,767	1,256
CP-21	0,531	0,207	91,385	1,466	0,478	0,000	12,420	1,130
CP-22	0,310	0,000	3,300	1,078	0,447	0,151	2,172	1,340
CP-23	0,283	0,000	2,448	1,087	0,402	0,108	1,725	1,294

No Anexo III são apresentados os resultados das amostras ensaiadas. Nelas, é possível verificar que em grande parte das vezes o que se encontram são pequenos valores de histereses, o que demonstra uma diferença pequena entre o potencial mátrico que realiza o transporte reverso de água na amostra (ramos de secagem e umedecimento). Mesmo assim, ao final dos ensaios, conclui-se que para no ramo de secagem as amostras apresentaram uma tendência de chegada ao estado natural de saturação e não mais à sua saturação completa como no caso do início do ramo de secagem. Na Figura 36 são apresentadas as curvas de umedecimento, resultado importante quando realizadas análises de estabilidade com fluxo transiente. Isto, pois as amostras partem de seu estado natural, não saturado, chegando a seu estado natural de saturação, ponto onde começam a ser desenvolvidas as frentes de saturação.

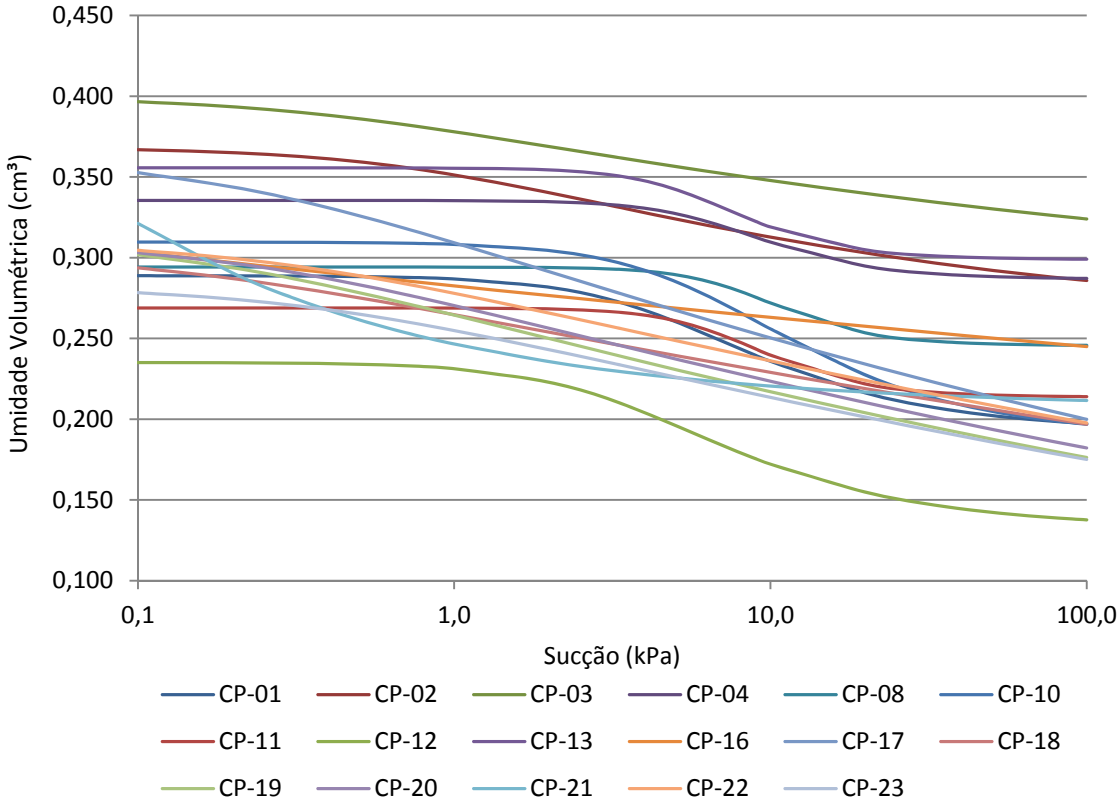


Figura 36 – Curva de Umedecimento das Amostras

Pretto *et al.* (2013) quando analisaram os ensaios destas amostras concluíram que são encontradas as maiores variações acumuladas nos pontos de menor sucção. O que influencia diretamente, por exemplo, nas análises entre os tensiômetros e as precipitações, e consequentemente, nas análises de fluxo que podem vir a serem feitas. Isto, pois havendo a ocorrência de reduções abruptas na sucção, a parcela de resistência devido à sucção tenderá ao mesmo comportamento.

3.2.3 Condutividade Hidráulica

Com o auxílio de ensaios *in-situ* juntamente com os resultados encontrados nas CRA's, foram definidos os coeficientes de permeabilidade hidráulica saturada das camadas superficiais da encosta litorânea. O que se sabe a *priori* é a possibilidade de valores elevados uma vez que a característica do material analisado até aqui foi arenosa.

As análises foram realizadas conforme método descrito no trabalho de Mendes (2008), já comentado na revisão bibliográfica e também apresentado por Pretto *et al*. (2013). A partir dos resultados encontrados e com o ajuste das curvas pelo método de

van-Genuchten (1980), foi possível o cálculo do primeiro parâmetro A. Para o valor de C_1, foram realizados os ensaios de infiltrômetro de mini disco nos mesmos pontos de coleta das amostras (Anexo II), e a partir do gráfico tempo x infiltração acumulada, definido o seu valor. Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados ensaios de permeabilidade *in-situ*

Ponto	CP	α (1/kPa)	n	C_1	A	k (cm/s)
6	9	13,67	1,08	9,26E 05	1,09E+00	8,53E-05
	15	74,35	1,10	9,26E-05	3,08E+00	3,00E-05
	16	986,34	1,03	9,26E-05	9,34E+00	9,92E-06
			Média			4,17E-05
7	17	4,42	1,10	4,28E-04	3,15E+00	1,36E-04
	18	7,18	1,07	4,28E-04	1,25E+00	3,42E-04
	19	5,56	1,09	4,28E-04	2,10E+00	2,04E-04
			Média			2,28E-04
8	20	3,98	1,09	1,42E-04	3,64E+00	3,91E-05
9	21	91,38	1,47	7,27E-04	1,45E+01	5,02E-05
	22	3,30	1,08	7,27E-04	5,32E+00	1,37E-04
	23	2,45	1,09	7,27E-04	1,57E+01	4,64E-05
			Média			7,77E-05

Pela quantidade de resultados para um mesmo material, no caso, um solo residual, optou-se por um método estatístico considerando intervalo de confiança bilateral igual a 95%, como forma de avaliar os resultados. A teoria é apresentada por Ribeiro (2000) da seguinte maneira: "*A interpretação do intervalo de confiança é a seguinte: se um grande número desses intervalos fosse construído, a partir de diversas amostras aleatórias, então 95% desses intervalos iria incluir o verdadeiro valor da média populacional μ, ou seja, 5% dos intervalos de confiança estimados baseados nas médias amostrais não conteria o verdadeiro parâmetro populacional μ.*" O parâmetro populacional neste caso pode ser descrito da seguinte maneira:

$$P\{L \leq \mu \leq U\} = 95\% \qquad \text{Equação 14}$$

Onde L e U são os limites inferiores e superiores respectivamente. Na Tabela 7 são apresentados os intervalos L e U encontrados segundo:

$$Intervalo = \bar{X} \pm Z_{\alpha/2}\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \qquad \text{Equação 15}$$

Sendo: $\overline{X}$ – Média dos valores de k

$Z_{\alpha/2}$ – Variável reduzida (número de desvio padrões distantes da média)

A – Nível de significância

σ – Desvio padrão

n – Total de valores da amostragem

Tabela 7 – Intervalo de confiança para ensaios de permeabilidade *in-situ*

Intervalos de confiança para 95% das permeabilidades	
Limite inferior (cm/s)	4,47E-05
Limite superior (cm/s)	1,71E-04
$z_{\alpha/2}$	1,96
α	0,05

Baseando-se no que Scott (1963) e Terzaghi *et al.* (1996) comentam sobre estes valores de coeficiente de permeabilidade, as amostras podem conter aparência siltosa. No entanto, deve-se tomar cuidado, pois ainda podem representar areias muito finas, siltes orgânicos e inorgânicos, misturas areia-silte-argila, depósitos de argilas estratificadas ou solos impermeáveis alterados pelo efeito de vegetação e intemperismo. Como os pontos onde as amostras para as CRA's foram retiradas, são formados essencialmente de solo superficial recoberto por vegetação, conclui-se que os resultados vêm de encontro com uma classificação do solo muito próxima à de siltes orgânicos.

3.2.4 Resistência ao cisalhamento do solo

A aplicação de ensaios para definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais, necessita inicialmente do conhecimento dos mecanismos de instabilização que podem ser gerados, em seguida, buscar simular estes mecanismos em ensaios visando à definição dos parâmetros. O ensaio de cisalhamento direto com amostras inundadas, ainda que decorrendo de erros quanto a seu estado real de saturação, é uma opção para realização das análises desses parâmetros, os quais seguem a teoria da envoltória de Mohr-Coulomb. No entanto mesmo em ensaios lentos como os realizados na ocasião por Lazarim (2012), não existe a garantia dos valores exatos para os parâmetros de resistência efetivos, c' e θ', uma vez que a sucção não é totalmente eliminada.

Lazarim (2012) encontrou valores de coesão reduzidos nas amostras coletadas e uma variação considerável entre os resultados de ângulo de atrito para cada bloco ensaiado. Uma das conclusões para esta variação, é à diversidade de materiais amostrados no talude, com diferenciação na textura, coloração, composição etc. A Tabela 8 apresenta os resultados encontrados nos ensaios.

Tabela 8 – Parâmetros de resistência

Amostra	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito
Bloco 01	2	33,5°
Bloco 02	16,9	27,6°
Bloco 03	1,1	30,5°
Bloco 04	2,9	38,8°
Média	5,75	32,6°

Fonte: Lazarim (2012)

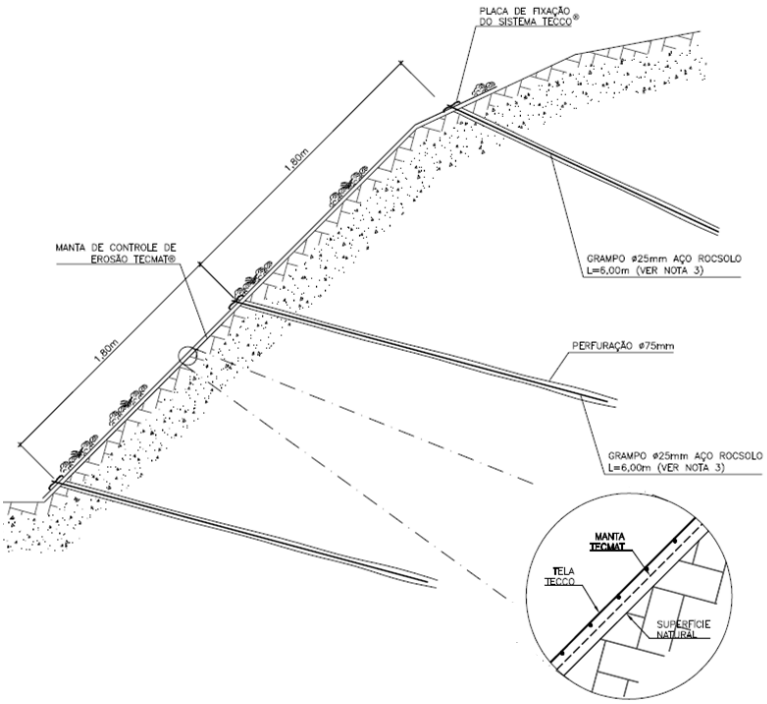
Somado a estes ensaios, a autora realizou retroanálises nas quais foram adotados alguns valores referentes aos parâmetros da rocha alterada localizada abaixo do solo residual. Os valores para coesão e ângulo de atrito que melhor representaram o material para a retroanálises foram: 14 kPa e 32°, respectivamente, porém sem muita influência nos resultados uma vez que as rupturas foram essencialmente na camada superficial do solo.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO

Sestrem (2012) apresenta em seu trabalho todo o contexto, projeto e memorial de cálculo, realizado pela empresa G4U (2010) para a execução da contenção. Releva-se que são poucas as publicações dirigidas ao entendimento deste tipo de solução, um exemplo é descrito por Leite (2009), o qual utilizou um sistema semelhante para contenção de talude rodoviário, localizado no mesmo estado, com a função de estabilizar um material de baixa coesão e composto por quantidade significativa de matacões. Porém, para a estabilização de colúvios o que foi proposto e realizado ainda não foi encontrado em trabalhos.

No sistema escolhido, ocorre o posicionamento de uma biomanta, em contato com o maciço que se desejava estabilizar, neste caso a massa que se deslocou no processo de movimentação anterior, e sobreposta a geomanta uma malha metálica. A

distribuição dos esforços futuros ocorrentes na malha é feita com a utilização de grampos posicionados a cada 1,80 m, seu comprimento é estimado de acordo com o posicionamento da rocha sã, devendo ocorrer um embutimento mínimo de 1 m na mesma. Estes grampos são responsáveis pela resistência dos esforços de tração, cisalhamento e momentos fletores ocorrentes principalmente na malha metálica. Além disso, auxilia no aumento da rigidez e estabilidade do colúvio. Na Figura 37 é apresentado um esquema da instalação (a) e uma imagem ao final da execução dos grampo (b)



(a) Fonte: G4U (2010)

(b)

Figura 37 – Esquema de instalação sistema de contenção colúvio

No caso da parcela de solo acima do escorregamento, a mesmas foi estabilizada com a opção de uma contenção utilizando uma estrutura rígida, formada por um conjunto de estacas raiz com vigas de coroamento dimensionadas conforme é apresentado na Figura 38

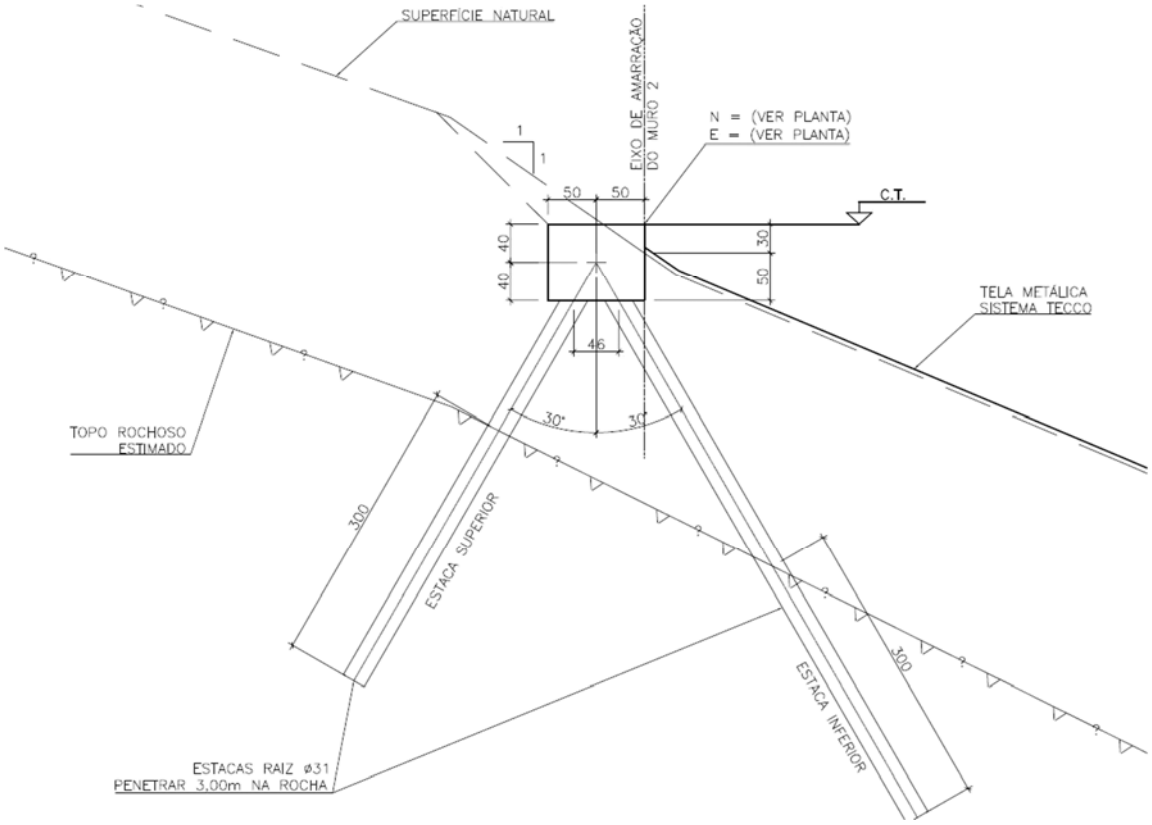


Figura 38 – Esquema de instalação das estacas raiz
Fonte: G4U (2010)

3.3.1 Tela Metálica

A tela metálica escolhida para ser utilizada nos reforços foi da fornecedora Geobrugg e suas características estão contidas no catálogo da empresa. A Figura 39, apresenta o gráfico de carga aplicada na tela TECCO e sua deformação resultante, em sentido longitudinal da mesma (GEOBRUGG, 2013). No gráfico é possível definir a rigidez (módulo de elasticidade) do material utilizado, sendo igual a:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

$$E = \frac{160}{0{,}07} = 2285{,}7 \cong 2300\ kN/m$$ Equação 16

O valor de tensão determinado pela Figura 39 foi igual a 160 kN/m², representando a resistência do carregamento mostrado no gráfico para uma largura de 1 m de tela. Partiu-se da condição em que a tela, como um todo, deverá resistir aos esforços requeridos e terá seu comportamento considerado como sendo elasto-plástico, com resistência residual idêntica à de pico, com valor de 150 kN/m.

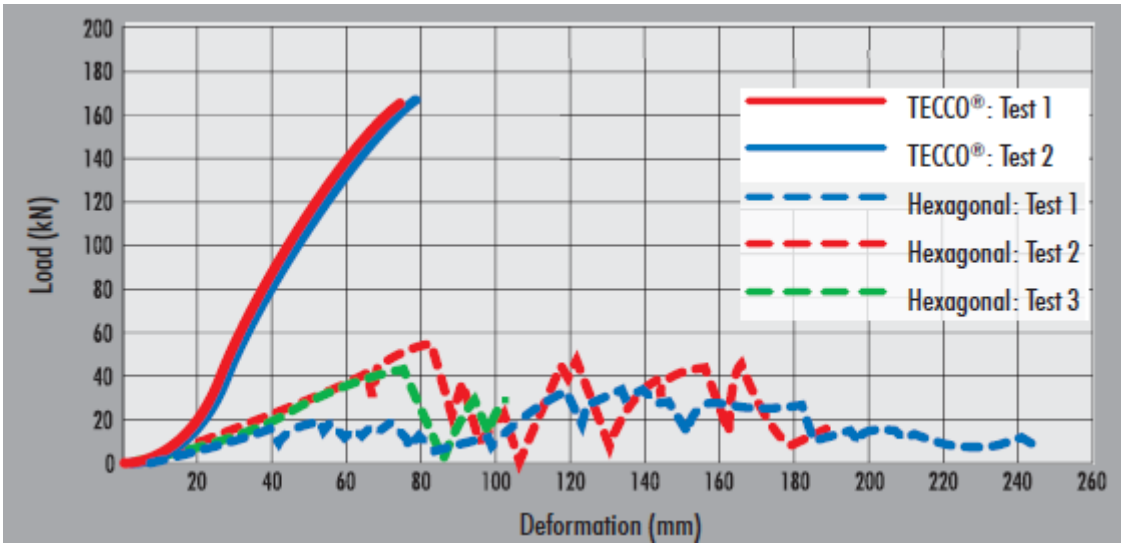


Figura 39 – Carga x Deformação
Fonte: Adaptado de Geobrugg (2013)

3.3.2 Grampo

Historicamente, o sistema de grampos escolhido teve origem há várias décadas com uma infinidade de metodologias de cálculo, observou-se no entanto, uma falta de sistematização, principalmente no Brasil, onde os projetos eram baseados na experiência do engenheiro em obras similares (HACHICH *et al.,* 2006).

Para o sistema escolhido, os grampos utilizados em conjunto com a tela metálica foram da linha de tirantes Rocsolo com diâmetro de uma polegada, conforme dimensionado e descrito por G4U (2010). Na Tabela 9 são apresentadas as informações para a carga de trabalho definitiva em função do diâmetro nominal de cada tirante, e em destaque é mostrado o valor utilizado como parâmetro do modelo.

Tabela 9 – Informações tirante Rocsolo (2013)

Diâmetro nominal (pol)	Diâmetro nominal (mm)	Diâmetro efetivo (mm)	Carga de trabalho definitiva (kN)	Carga de trabalho provisória (kN)	Seção (mm²)	Peso (kg/ml)
5/8	15,80	14,3	6,1	7,0	160,5	1,27
3/4	19,00	17,3	9,0	10,5	234,9	1,85
7/8	22,17	20,3	12,5	14,6	323,6	2,55
1	**25,35**	**23,3**	**16,4**	**19,1**	**425,7**	**3,34**
1 1/8	28,50	26,1	20,6	24,0	533,0	4,22
1 1/4	31,28	29,3	26,0	30,3	674,0	5,30
1 1/2	38,04	35,3	37,7	44,0	977,6	7,67
1 5/8	41,10	37,8	45,0	52,4	1124,0	8,91
1 3/4	44,38	41,1	51,4	60,0	1325,0	10,40
2	50,17	47,0	66,8	78,0	1735,0	13,70

Fonte: CPB (2013)

Para entrada no modelo os grampos serão considerados como materiais plásticos utilizando os seguintes valores fornecidos pela CPB (2013):

- Tensão de escoamento: 70 kg/mm²
- Módulo de elasticidade: 21000 kgf/mm²
- Densidade: 7,85 kgf/dm³

3.3.3 Estaca Raiz

O diâmetro da estaca raiz definido em projeto foi de 310 mm, com comprimento suficiente para ocorrer o embutimento mínimo de 3,0 m no maciço rochoso localizado nos horizontes mais profundos de solo. Como não existem dados para os valores de Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poissons, utilizou-se o f_{ck} requerido em projeto, igual a 30 Mpa, e valores conforme cálculo recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2007) onde cita que: "*Na avaliação do comportamento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante* E_{CS}*".*

$$E_{Ci} = 5600.\, f_{ck}^{1/2} \qquad \text{Equação 17}$$

$$E_{CS} = 0{,}85.\, E_{Ci} \qquad \text{Equação 18}$$

Para momento de inércia de seção circular o cálculo é dado por:

$$I_x = I_y = \frac{\pi . r^4}{4} \qquad \text{Equação 19}$$

Onde: I_x e I_y – Momentos de inércia nos eixos transversais

r – raio da estaca

Parâmetros de resistência à tração e compressão foram calculados por método de cálculo estrutural para estacas pelo método de Teixeira (1996) apresentado por Cintra e Aoki (2010), onde define-se que:

$$R = R_p + R_L \qquad \text{Equação 20}$$

$$\therefore R = R_L = \beta . N_L . U . L \qquad \text{Equação 21}$$

Considerando: β – parâmetro dependente do tipo de estaca, para raiz igual a 6;

N_L – N_{SPT} médio ao longo do fuste da estaca. A sondagem mais próxima considerada foi a SM-02, tendo valores para N_{SPT} até o quinto metro.

U – perímetro da seção transversal da estaca raiz

L – comprimento do fuste da estaca, retirado pela seção analisada pelo Phase2.

$$R_L = 6.\left[\frac{4 + 27 + 26 + 25 + 40}{5}\right].(\pi . 0{,}31).10{,}4 \qquad \text{Equação 22}$$

$$R_L = 1476\ kN \qquad \text{Equação 23}$$

$$Rp = \frac{1476}{2} = 738\ kN \qquad \text{Equação 24}$$

Os dados resultantes de todos os cálculos estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros estaca raiz

Diâmetro (m)	Área da seção (m^2)	Momento de inércia (m^4)	E (kPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência à compressão (kN)	Resistência à tração (kN)	Espaçamento horizontal (m)
0,31	0,075	0,00045	26.000.000	0,25	738	738	1

De acordo com a resistência encontrada será considera-se a tensão de pico, como:

$$\sigma = \frac{R_p}{A} = \frac{738}{0{,}075} = 9840\ kPa \cong 9800\ kPa \qquad \text{Equação 25}$$

ANÁLISES E RESULTADOS

Para o estudo dirigido à verificação da estabilidade e da eficiência da solução de contenção adotada será utilizado um método que verifique qual o fator de segurança e as condições de carregamentos nos grampos e estacas raiz lá instalados. Para isso, Gerscovich (2012) apresenta uma metodologia, que pode ser utilizada para o desenvolvimento deste tipo de trabalho, e segue as seguintes etapas:

1. Topografia da encosta / talude;
2. Definição de sobrecargas a serem aplicadas, caso existam;
3. Execução das investigações em campo para definição de estratigrafia, identificação de elementos estruturais que possam estar enterrados e os níveis freáticos;
4. Definição das condições críticas do talude, considerando diversos momentos da vida útil da obra;
5. Sinalização dos locais onde foram retiradas as amostras indeformadas;
6. Realização de ensaios de caracterização, resistência ao cisalhamento e deformabilidade;
7. Análise dos resultados de ensaios para definição dos parâmetros a serem utilizados;
8. Definição dos métodos de dimensionamento para obtenção das tensões e deformações ou dos fatores de segurança.

Seguindo o que foi apresentado acima, a seguir será dado foco aos itens 7 e 8, por se tratarem exclusivamente da modelagem e análise dos problemas. Para que seja apresentado de maneira organizada a seguir será apresentado um breve escopo das análises que serão realizadas.

- Análise tensão x deformação utilizando o software Phase2.
    - Análise do efeito entre o lençol freático e a queda de resistência ao cisalhamento, um dos principais motivos de ruptura das encostas;

- Análise das inserções de contenção realizadas no local após os deslizamentos de 2008. Sowers e Sowers (1970) comentam em sua obra, sobre algumas dificuldades deste tipo de análise onde ocorre contato solo / estrutura.

4.1 ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

Neste item é apresentada as condições definidas para os modelos analisados e os parâmetros utilizados em cada um dos materiais. Para as análises é importante frisar o que foi apresentado no item 2.7.

4.1.1 Condições de contorno

Serão elencadas aqui algumas condições de contorno necessárias para o modelo. Além de considerações pontuais devido a algumas variações ocorridas durante o monitoramento do nível do lençol freático da encosta. Todas as condições de contorno acabam por simplificar o modelo e tornar possível a sua análise, lembrando sempre da necessidade de se conhecerem as limitações do processo sem que as mesmas acabem resultando em valores errôneos ou distantes da realidade de campo.

4.1.1.1 Propriedade dos materiais

Como premissa do estudo, avaliou-se que a encosta atualmente está em uma situação de estabilidade, sem a verificação de movimentação do maciço ou acréscimo de carregamentos devido a alguma anisotropia relevante. Com isso, optou-se pela utilização do carregamento como *Field Stress & Body Force*, condição esta que pressupõe um sistema em equilíbrio, inicialmente submetido somente ao peso próprio. Sowers e Sowers (1970) descrevem este conceito como sendo o resultado das forças internas ocorrentes na massa devido à própria massa. Somando-se a isso, ainda comentam que a força gravitacional é a mais importante quando analisados solos e rochas, por isso foi considerado um carregamento gravitacional na superfície definida pela seção topográfica.

Os parâmetros geotécnicos utilizados para o desenvolvimento da análise serão baseados nos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb, com a utilização do ângulo de

atrito e coesão, além de critérios de deformabilidade dos materiais. Das (2011) apresenta em sua obra valores representativos tanto para módulo de deformabilidade do solo (E), quanto para valores de coeficientes de Poisson (v). Os valores médios utilizados foram definidos para uma areia em estado compacto a intermediário ou pedregulhos com alguma areia visto que, os ensaios resultaram em uma definição de material composto principalmente por areias. Na Tabela 11 é apresentado um resumo com os valores que servirão como base para a entrada do modelo, no que diz respeito aos parâmetros do solo.

Tabela 11 – Parâmetro dos materiais

Material	Peso específico (kN/m³)	Módulo de Young (kPa)	Coeficiente de Poisson	Critério de Ruptura	Tipo de Material	Ângulo de atrito (°)		Coesão (kPa)	
						Pico	Residual	Pico	Residual
Solo Superficial	16,5	70000	0,3	Mohr-Coulomb	Plástico	32,6	32,6	5,75	5,75
Rocha Alterada	16,5	100000	0,3	Mohr-Coulomb	Plástico	38	32	14	14
Rocha Sã	27	200000	0,3	Mohr-Coulomb	Elástico	38	-	14	-

4.1.1.2 Lençol freático

As leituras do nível d'água na encosta foram realizadas utilizando o furo de sondagem SM-4 e INCL-01 (localizados dentro da contenção) e o INCL-02 (localizado fora da contenção), posicionado conforme Anexo III. Como são localizados em cotas baixas não são conhecidas condições de lençol até o topo do talude, por isso foram necessárias estimativas do comportamento com o aumento das cotas. Na Figura 40, são apresentados os dados históricos de leituras do N.A.

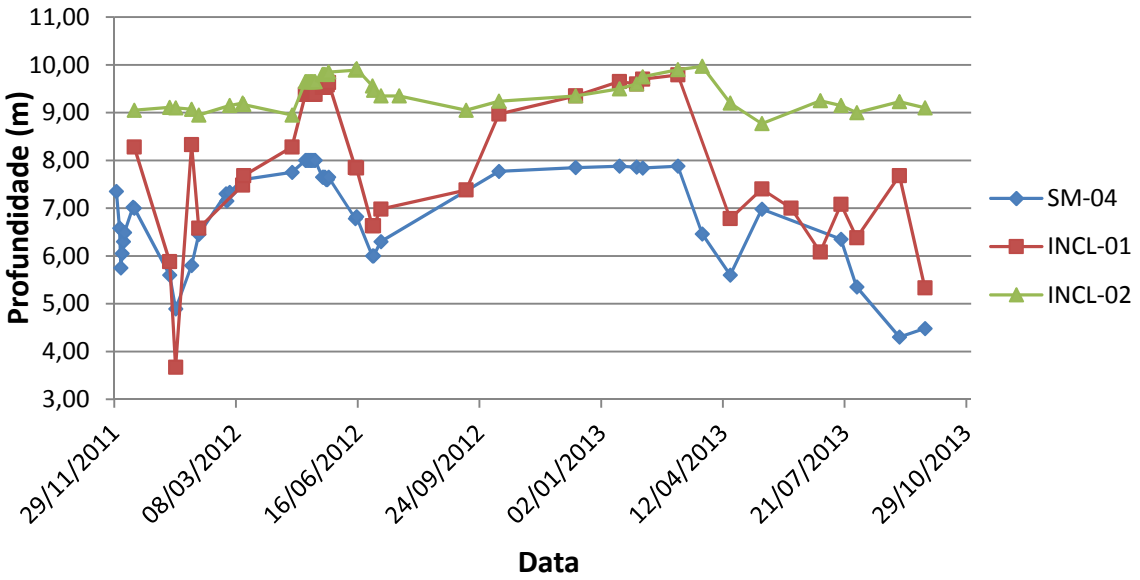


Figura 40 – Histórico de leituras do nível de água

4.1.2 Resultados

As primeiras análises visaram a determinação do caminhamento geofísico que seria escolhido, o qual deveria apresentar o maior risco de deslizamento, para isso, partiu-se da avaliação de todos, sem a utilização de contenção. A estratigrafia para o modelo foi extraída das sondagens geofísicas já apresentadas e que demonstraram uma boa confiabilidade quando comparadas com as sondagens mistas realizadas no local. A escolha pela utilização da geofísica dá uma maior abrangência às análises, uma vez que a seção caracteriza a encosta da rodovia até a sua crista. Entre as Figuras 41 e 45 são apresentadas as seções utilizadas nas primeiras análises. Os modelos referem-se aos resultados geofísicos entre o CE-01 e o CE-05, visto que o CE-06 é posicionado longitudinalmente e, portanto, o mesmo pode ser desprezado.

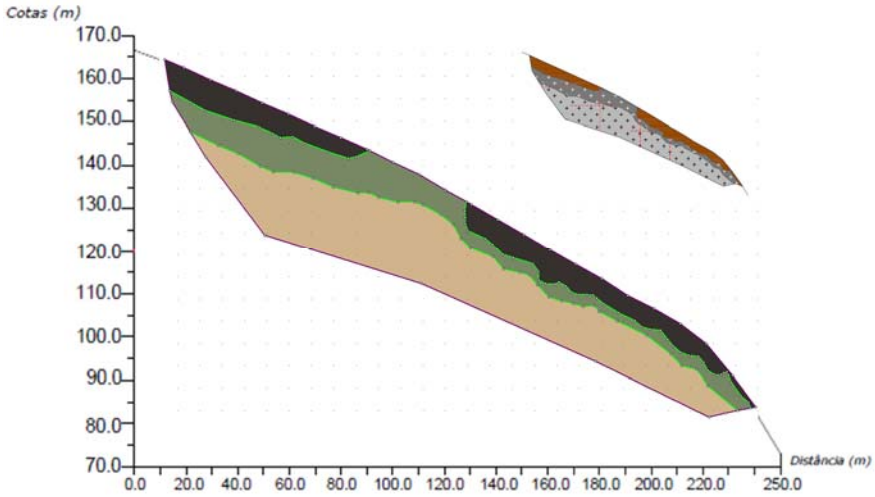


Figura 41 – Modelo para análise da seção crítica – CE-01

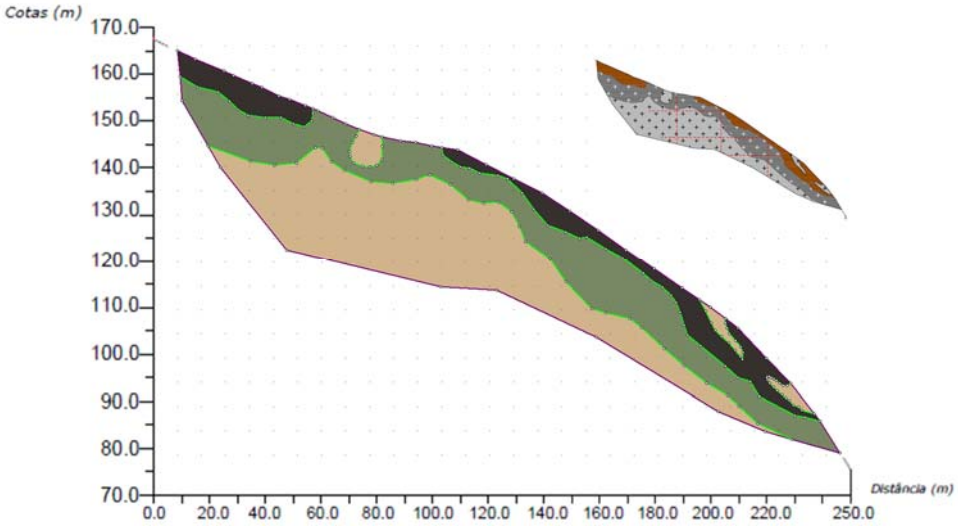


Figura 42 – Modelo para análise da seção crítica – CE-02

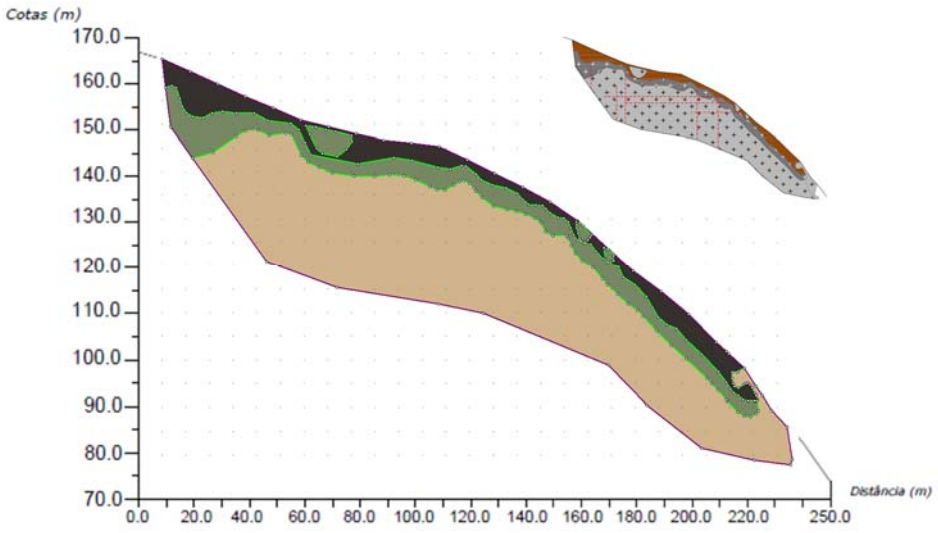


Figura 43 – Modelo para análise da seção crítica – CE-03

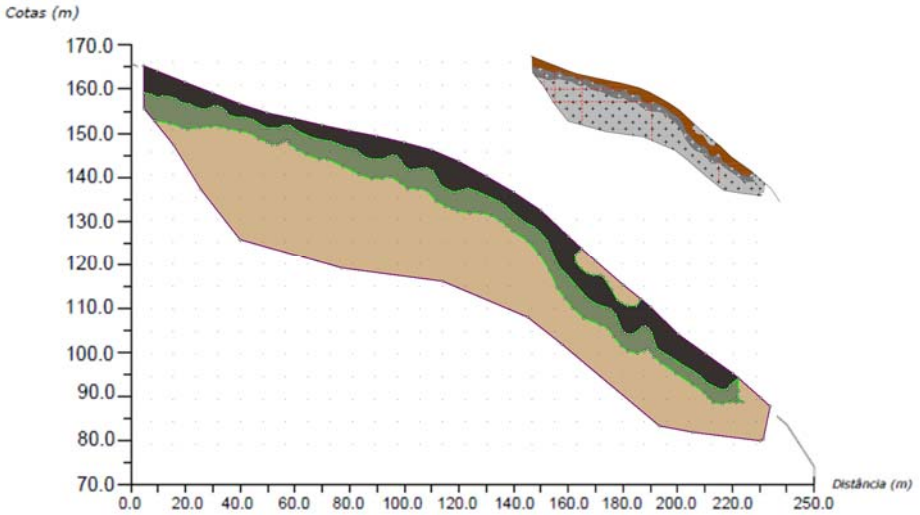


Figura 44 – Modelo para análise da seção crítica – CE-04

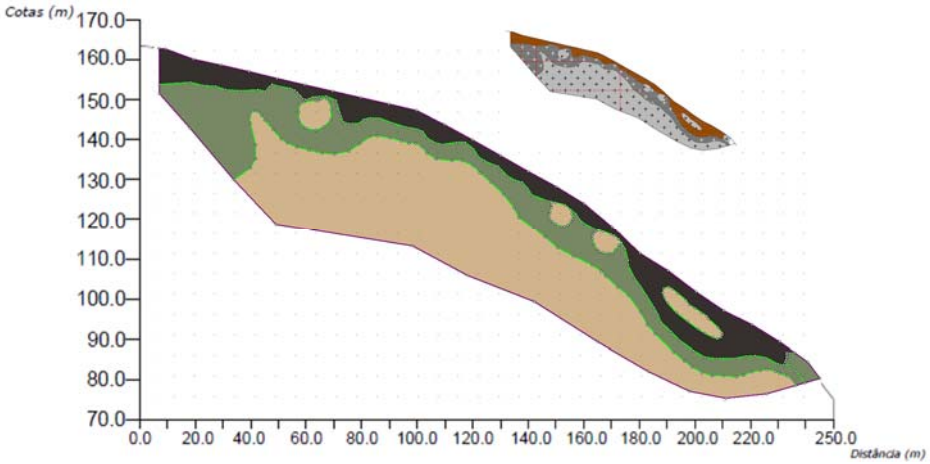


Figura 45 – Modelo para análise da seção crítica – CE-05

No que diz respeito aos resultados dos modelos, os mesmos, apresentaram valores de SRF reduzidos (Tabela 12). Indicando assim, a necessidade das intervenções, previamente realizadas, quando da implantação do sistema de contenção, o que de primeira mão já se era esperado. Além disso, verificou-se inicialmente superfícies de plastificação no contato entre solo superficial / rocha alterada ou rocha alterada / rocha sã, caracterizando rupturas superficiais com as máximas tensões cisalhantes ocorrendo no contato, principalmente entre o solo superficial e rocha alterada. Frisa-se que, por se tratar de um estudo preliminar, somente para a validação das análises, os resultados desconsideraram qualquer nível de lençol freático. Caso fosse considerado a tendência seriam valores ainda menores para SRF.

Tabela 12 – Resultados Seção Phase2

Seção	SRF
CE-01	1
CE-02	0,76
CE-03	1,03
CE-04	0,86
CE-05	1,06

Partindo destes resultados, será descrito a seguir uma avaliação do método construtivo utilizado e a situação imposta à estabilidade da encosta a partir dos mesmos. Somando-se a isto, será avaliado o comportamento da estrutura contenção / maciço, nos casos onde ocorrem incertezas dos parâmetros geotécnicos adotados, e determinar a influência de cada um dentro dos resultados.

As análises utilizarão o caminhamento elétrico CE-02, por ter apresentado o menor valor de SRF entre as 5 seções analisadas. É importante já comentar que esta não é a seção de maior declividade, evidenciando assim, que no caso do Morro do Boi, a estrutura geológica e as condições de posicionamento e espessura das camadas tem influência relevante no seu comportamento frente à estabilidade. Na Figura 46 é apresentada a seção inicialmente modelada para os cálculos de tensão x deformação. No detalhe da imagem é possível verificar em laranja o liner criado para representar as estacas raiz, em roxo, o liner representando a tela metálica e os bolts em azul representando os grampos instalados na encosta.

Os resultados apresentados a seguir serão divididos inicialmente em SRF^1, representando o fator de redução para a totalidade da seção e um segundo fator de redução chamado SRF^2, que levará em conta a instabilidade no local onde ocorreu a implantação da solução de contenção. Sendo assim, os resultados contemplarão as seguintes análises:

Análise 1 – Verificação da sensibilidade dos parâmetros geotécnicos sem qualquer ocorrência de lençol freático na seção;

Análise 2 – Nível do lençol freático favorável;

Análise 3 – Nível do lençol freático desfavorável;

Análise 4 – Variação espaçamento e seção dos grampos utilizados na solução de contenção para um nível de lençol freático em condição desfavorável.

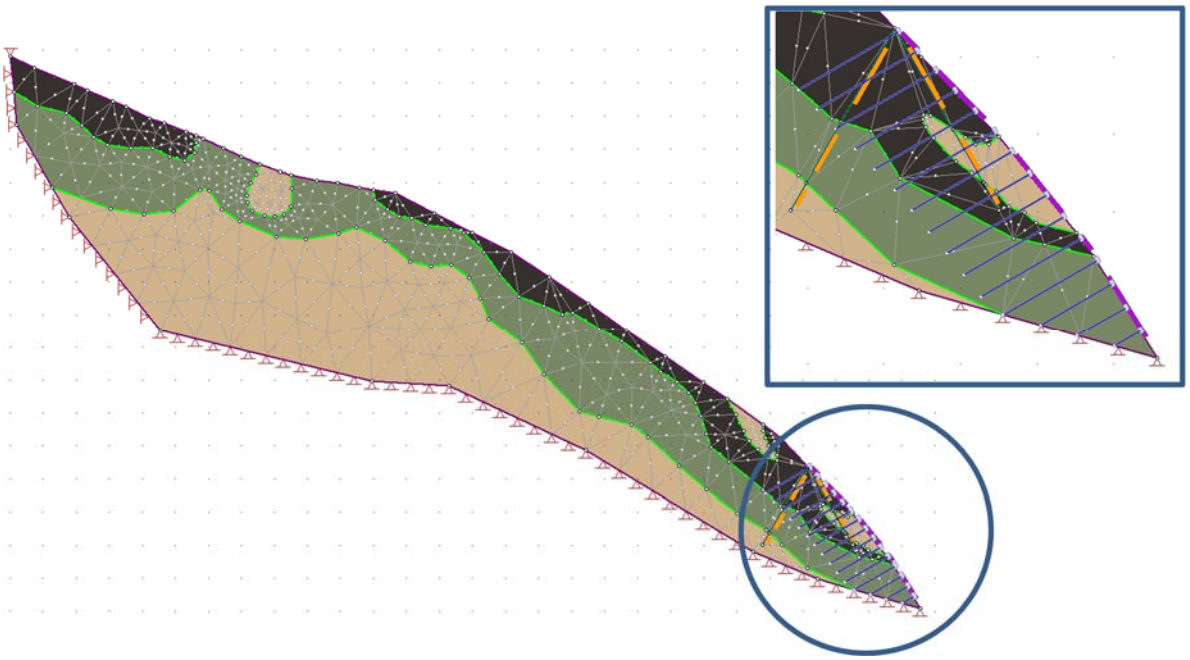


Figura 46 – Seção detalhada Phase2

4.1.2.1 Análise dos parâmetros geotécnicos

A análise dos parâmetros geotécnicos foi realizada de maneira manual e individualizada para cada um dos parâmetros, ou seja, os resultados gerados foram encontrados sempre com a variação de um único parâmetro dos solos envolvidos. Não foram considerados aqui valores para a pressão neutra, desprezando ainda o posicionamento do lençol freático.

Entre as Figuras 47 e 50 são apresentados graficamente o comportamento do maciço com relação à variação dos parâmetros de deformabilidade e de resistência. Com os parâmetros propostos anteriormente o valor inicial de SRF[1] era de 1,11. Em primeira análise já é possível identificar a baixa influência da rocha sã sobre o fator de redução de resistência e em contrapartida, é relevante a parcela referente à rocha alterada, sugerindo a importância da definição principalmente de seus parâmetros de resistência.

Análises separadas de cada um dos materiais evidenciam valores de coesão igual a zero e ângulos de atrito relativamente baixos (entre 20 e 25°), principalmente para rocha alterada e sã o que, de fato, não são valores comuns em revisões bibliográficas. Porém, o que se buscou demonstrar são as relações entre parâmetros adotados e seus SRFs resultantes. Confirma-se assim que mesmo não sendo garantidos os valores de cada um dos parâmetros, pelas incertezas inerentes aos ensaios e a heterogeneidade

decorrente do meio, as análises de tensão x deformação podem fornecer resultados coerentes e próximos à realidade.

Comparando os grupos de parâmetros fica evidente a importância da parcela considerada nos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito).

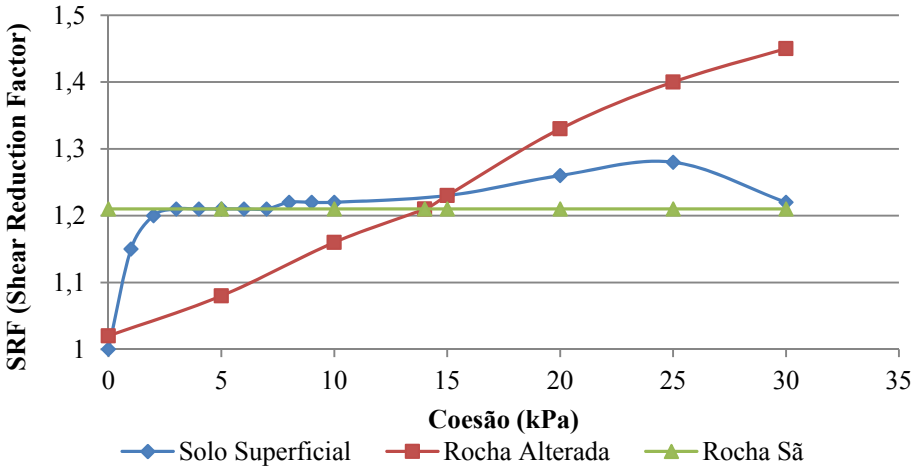


Figura 47 – Variação do Fator de Redução da Resistência com a coesão

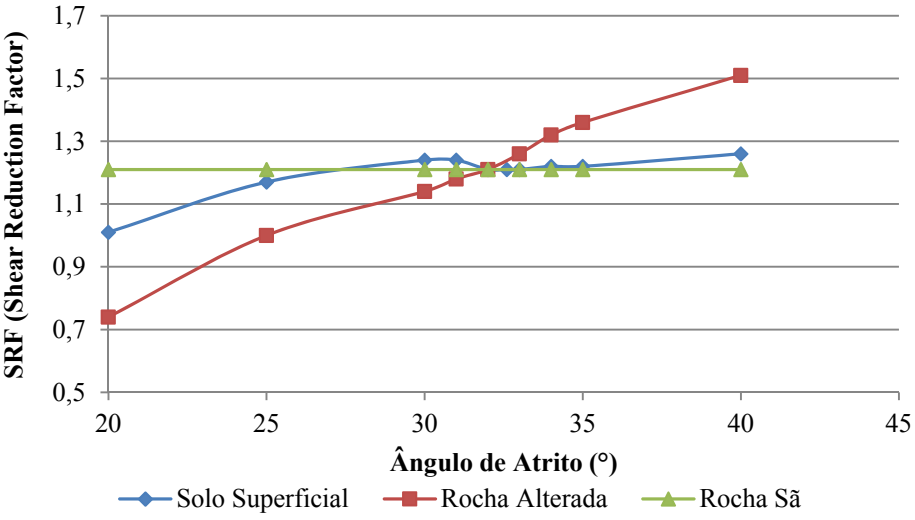


Figura 48 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o ângulo de atrito

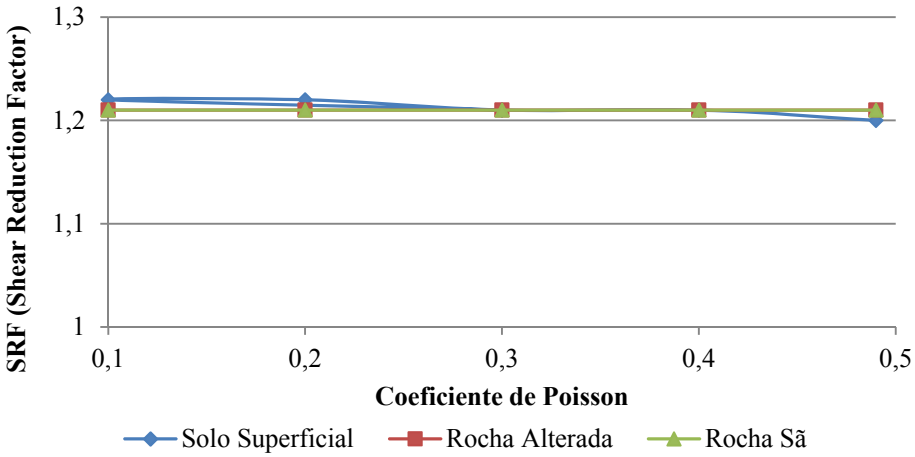


Figura 49 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o coeficiente de Poisson

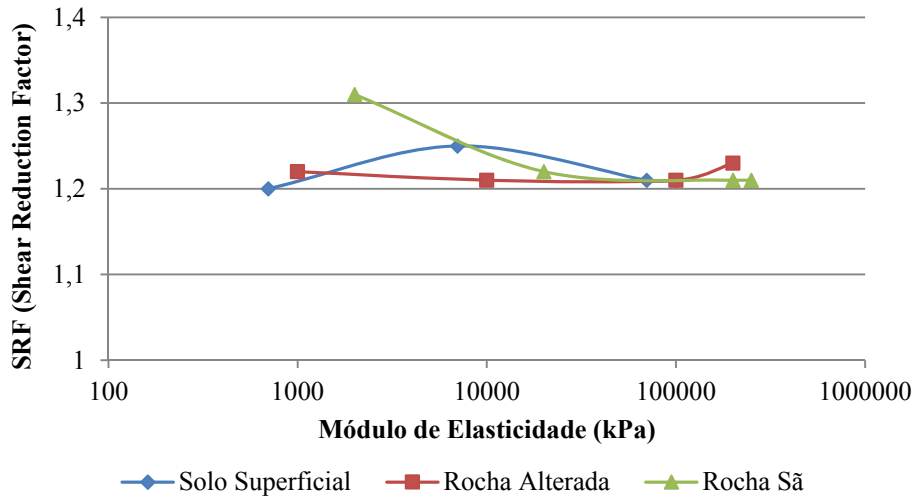


Figura 50 – Variação do Fator de Redução da Resistência com o Módulo de Elasticidade

4.1.2.2 Análise com variação do nível do lençol freático

As análises com variação do lençol freático partiram do conhecimento prévio da mesma em 3 pontos já discutidos no item 4.1.1.2. A partir destes, foram adotadas duas situações, uma favorável (contra a segurança) e uma desfavorável (a favor da segurança), afim de, verificar os valores de SRF com a ocorrência da saturação do solo frente ao um possível levantamento do lençol. Para as cotas acima do INCL-02, onde não se tem informação da profundidade em que o lençol se encontra, preferiu-se pela utilização inicialmente de uma profundidade constante a topografia, e igual ao encontrado no INCL-02 (Figura 51).

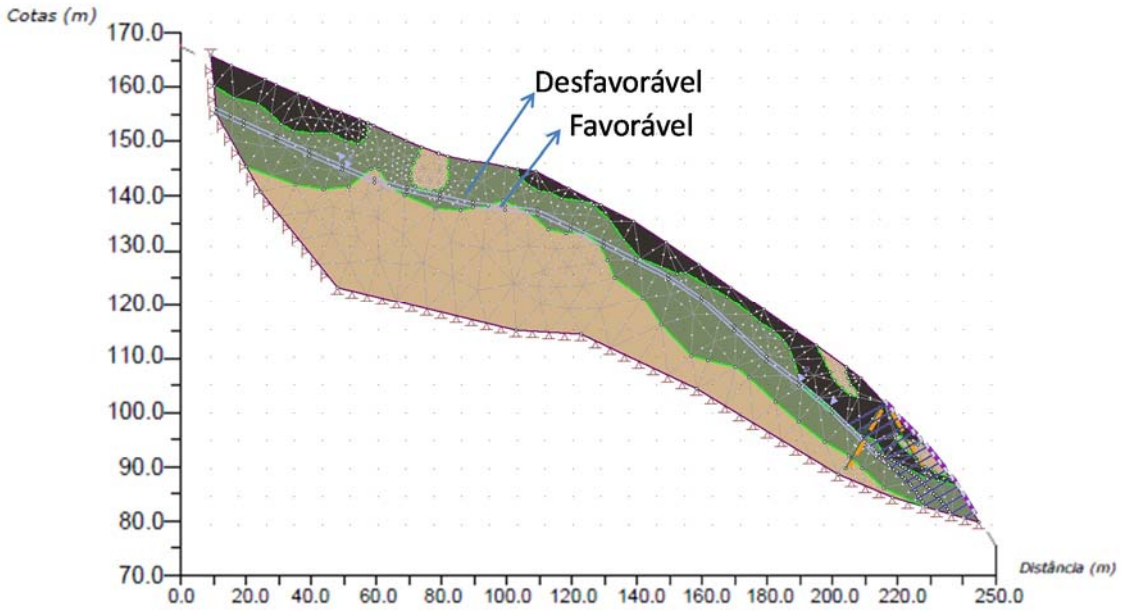


Figura 51 – Seção utilizando nível do lençol freático favorável e desfavorável

Os resultados mostraram que mesmo com uma diferença relativamente pequena, próxima a 0,8 m, os valores de SRF¹ apresentam diferenças consideráveis com possível instabilidade do maciço (Tabela 13). Para SRF² essa diferença não foi acentuada, uma vez que a sua instabilidade está relacionada à resistência de todo o sistema de contenção construído para estabilizar a massa de colúvio.

Tabela 13 – Resultados para diferentes níveis de lençol freático

Análise	SRF¹	SRF²
1 - Sem ocorrência de nível d'água	1,21	-
2 - Condição de nível d'água favorável	1,00	3,00
3 - Condição de nível d'água desfavorável	0,74	2,91

Sabe-se, no entanto, que as linhas de fluxo nestes casos não são encontradas nestes formatos e que ocorreria uma instabilidade formada nos dois últimos terços da seção, visto que o valor de SRF ficou abaixo de 1,00. Por isso, optou-se pela realização de análises visando à validação de um modelo completo, realizando o ajuste do nível d'água por extrapolação com o auxílio do programa AutoCad 2013 (AUTODESK, 2013) (Figura 52). A profundidade definida no topo da encosta para as linhas 3 e 4 foi a mesma encontrada nas leituras do INCL-02, tendo somente a variação do formato da linha quando comparadas com a análise anterior.

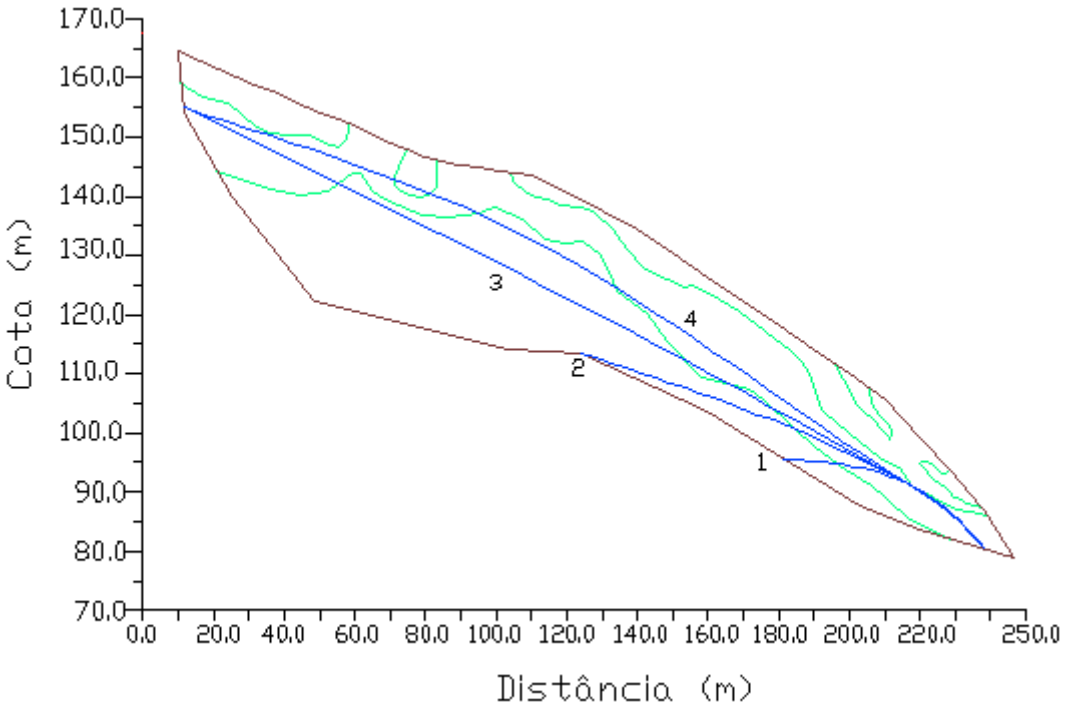


Figura 52 – Seção utilizando nível d'água ajustado

Os resultados apresentaram tanto para SRF¹ quanto SRF² pouca influência gerada com a variação do lençol (Tabela 14). O que leva a considerar que a adequação do lençol para a realização do modelo pouco irá influenciar nos resultados finais. Por outro lado, confirma-se a hipótese anteriormente comentada, de que a ocorrência de deslizamento condiciona-se às parcelas superficiais do solo e podem estar ligadas não só ao levantamento do lençol freático, mas, a infiltração decorrente de precipitações. Com estes resultados o que será utilizado então, como critério de estudo, será o CE-02 com o posicionamento do lençol freático conforme análise 4 (Figura 52).

Tabela 14 – Resultados ajuste nível d'água

Análise	SRF¹	SRF²
1	1,17	1,95
2	1,15	1,93
3	1,14	1,90
4	1,11	1,94

4.1.2.3 Variação de espaçamento e seção dos grampos

Para a implantação da contenção sobre colúvio existente no local, os grampos assumem um papel importante tanto para o aumento da rigidez do local quanto no

auxílio à fixação da tela metálica contra a queda de blocos de rocha. O conhecimento do melhor espaçamento entre grampos torna-se importante à medida que podem ser gerados prejuízos financeiros e como será apresentado, a própria instabilidade do maciço dependendo da área de influência utilizada. Na Tabela 15 são apresentadas as características de cada uma das áreas de influência do modelo.

Tabela 15 – Área de influência dos grampos

Definição Áreas de Influência		
Longitudinal (m)	**Transversal (m)**	**Área (m²)**
1,80	1,00	1,80
1,80	1,50	2,70
1,80	1,80	3,24
1,80	3,00	5,40
1,80	5,00	9,00
1,80	10,00	18,00

Para a avaliação do nível de segurança da encosta foi realizada a partir da norma NBR 11682 (ABNT, 2009) que define com base em alguns critérios os Fatores de Segurança (FS) mínimos para casos de deslizamentos (Tabela 16). Contudo, definiu-se um FS = 1,5, considerando, um nível médio para danos materiais e ambientais com locais sujeitos a acidentes ambos de nível moderados. E no caso dos riscos para danos contra vidas humanas a ocorrência de tráfego intenso no local eleva a alto seu critério.

Reitera-se que, no caso das análises que serão realizadas o resultado é dado em valores Fator de Redução de Resistência, entretanto considera-se, os valores de FS prescritos para efeitos de comparação e análise, uma vez que são equivalentes.

Tabela 16 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

		Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
		Alto	**Médio**	**Baixo**
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	**Alto**	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT (2009)

Com base na análise de SRF[1], que representa o comportamento de toda a encosta, é possível verificar que as diferentes áreas de influência dos grampos utilizados na obra de contenção são relevantes em termos de estabilidade até valores próximos a

5,4 m² (1,8 m x 3,0 m) (Figura 53), onde são apresentados valores acima de 1 para a seção do grampo utilizada (diâmetro de 1"). Além disso, áreas de influência acima de 9,0 m² (1,8 m x 5,0 m) não influenciam de maneira expressiva para a segurança global da encosta.

Quanto à seção dos grampos, conclui-se que áreas acima de 500 mm² (grampos com diâmetro a partir de 1 1/8") não geram aumentos significativos para verificação da estabilidade.

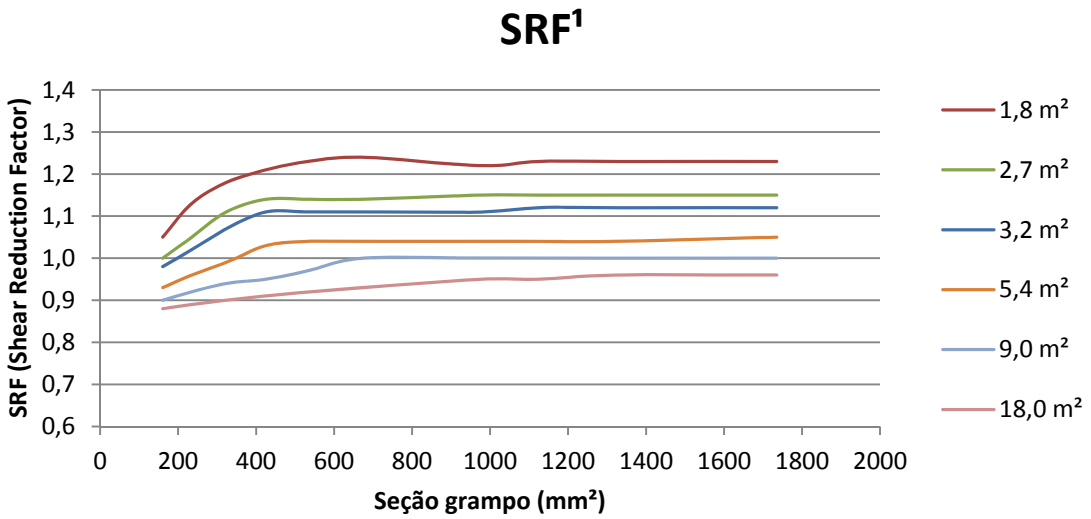


Figura 53 – Fatores de redução de resistência para a encosta - SRF¹

Para a análise na área estabilizada (Figura 54), os resultados de SRF² obtidos foram elevados. Diferente da análise anterior, se observam variações maiores em relação à segurança e a ocorrência de menores deformações. Apesar disso, os resultados quase que na totalidade atenderam aos requisitos mínimos sugeridos pela NBR 11682 (ABNT, 2009). Outro ponto interessante são os locais onde ocorreram as deformações, quase que exclusivamente no contato entre o bloco de rocha envolto pelo solo superficial e nos contatos da rocha alterada e os outros horizontes. Vale ressaltar que como o modelo não considera o grampeamento da tela metálica, os valores reais podem ser superiores devido ao reforço local que a mesma realiza contra a queda de blocos, responsável pelas principais deformações dentro da camada de colúvio.

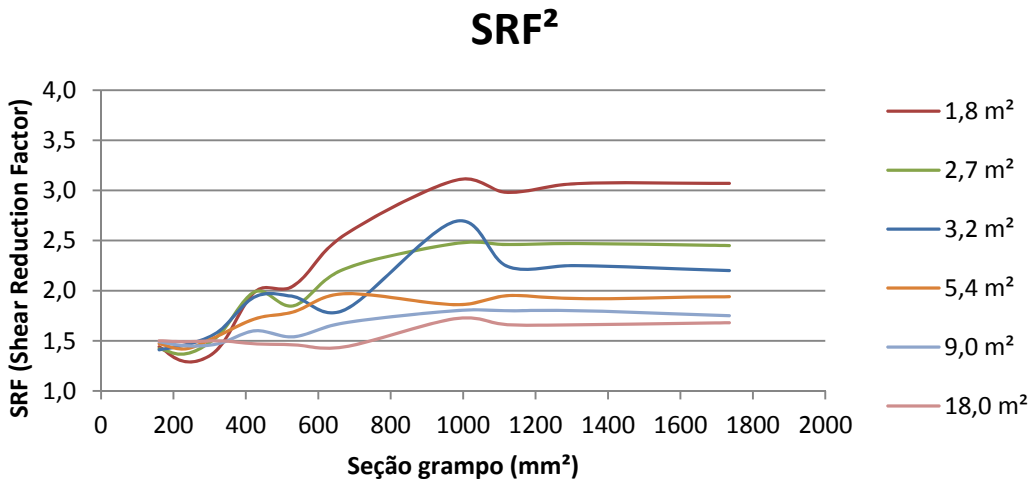


Figura 54 – Fatores de redução de resistência para área estabilizada - SRF²

Uma análise com a seção do grampo que utilizado (Figura 55) apresenta nitidamente a melhoria nas condições de segurança obtida com a construção da obra de contenção se comparada com às análises sem nenhum reforço na massa deslocada (Tabela 12). Além disso, verifica-se que para valores da área de influência de até 2,5 m², SRF² há uma melhora expressiva devido ao grampeamento. Com relação aos valores globais (SRF¹) áreas de influência de até 6 m² (aprox. 2,5 m x 2,5 m) tornam a encosta estável (considerando níveis de segurança superiores a 1,0).

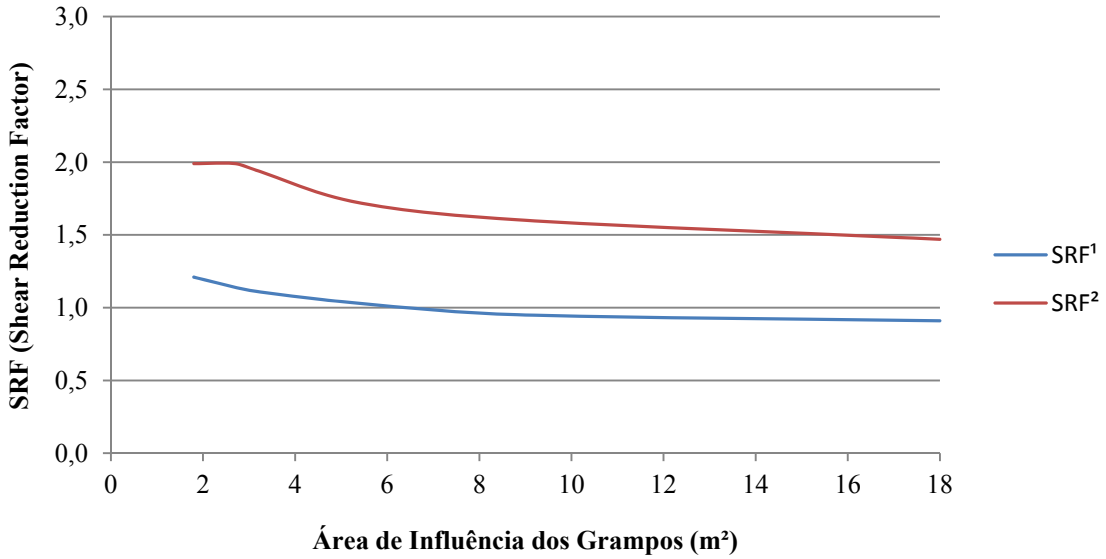


Figura 55 – Seção utilizando nível d'água ajustado

Conclui-se que, de modo geral, com a inclusão dos reforços e do sistema de contenção da massa deslocada, a estabilidade do maciço foi de fato alcançada, e na

região reforçada o fator de segurança de norma é atendido satisfatoriamente. Nas análises globais da encosta seus valores também são satisfatórios para as áreas de terreno natural, sendo possível observar ainda que o sistema de estabilização contribuiu para o aumento do fator de segurança principalmente no terço intermediário.

Na Tabela 17 são apresentados os valores de SRF^1 e SRF^2 para cada uma das seções analisadas, utilizando como variável a área de contribuição de cada um dos grampos. Em negrito, destacam-se os resultados que representam o projeto atual já implantado.

Tabela 17 – Fatores de Redução de Resistência para diferentes áreas de Influência

Área de influência (m²)	Seção (mm²)	SRF^1	SRF^2
1,8 m²	160,5	1,05	1,44
1,8	234,9	1,13	1,29
1,8	323,6	1,18	1,42
1,8	**425,7**	**1,21**	**1,99**
1,8	533,0	1,23	2,05
1,8	674,0	1,24	2,56
1,8	977,6	1,22	3,10
1,8	1124,0	1,23	2,98
1,8	1325,0	1,23	3,07
1,8	1735,0	1,23	3,07
2,7 m²	160,5	1,00	1,42
2,7	234,9	1,05	1,37
2,7	323,6	1,11	1,55
2,7	**425,7**	**1,14**	**1,99**
2,7	533,0	1,14	1,85
2,7	674,0	1,14	2,22
2,7	977,6	1,15	2,47
2,7	1124,0	1,15	2,46
2,7	1325,0	1,15	2,47
2,7	1735,0	1,15	2,45
3,2 m²	160,5	0,98	1,41
3,2	234,9	1,02	1,46
3,2	323,6	1,07	1,59
3,2	**425,7**	**1,11**	**1,94**
3,2	533,0	1,11	1,94
3,2	674,0	1,11	1,81
3,2	977,6	1,11	2,69
3,2	1124,0	1,12	2,24
3,2	1325,0	1,12	2,25
3,2	1735,0	1,12	2,20
5,4 m²	160,5	0,93	1,47
5,4	234,9	0,96	1,42
5,4	323,6	0,99	1,55

5,4	**425,7**	**1,03**	**1,72**
5,4	533,0	1,04	1,79
5,4	674,0	1,04	1,97
5,4	977,6	1,04	1,86
5,4	1124,0	1,04	1,95
5,4	1325,0	1,04	1,92
5,4	1735,0	1,05	1,94
9,0 m²	160,5	0,90	1,49
9,0	234,9	0,92	1,45
9,0	323,6	0,94	1,47
9,0	**425,7**	**0,95**	**1,60**
9,0	533,0	0,97	1,54
9,0	674,0	1,00	1,68
9,0	977,6	1,00	1,80
9,0	1124,0	1,00	1,80
9,0	1325,0	1,00	1,80
9,0	1735,0	1,00	1,75
18,0 m²	160,5	0,88	1,50
18,0	234,9	0,89	1,49
18,0	323,6	0,90	1,50
18,0	**425,7**	**0,91**	**1,47**
18,0	533,0	0,92	1,46
18,0	674,0	0,93	1,44
18,0	977,6	0,95	1,72
18,0	1124,0	0,95	1,66
18,0	1325,0	0,96	1,66
18,0	1735,0	0,96	1,68

4.1.2.4 Análise Fator de Redução Crítico

Pelo fato da área em análise sofrer monitoramento constante e existirem estudos voltados a séries temporária e correlações entre instrumentos (GONZALEZ, 2013; KORMANN *et al.*, 2013). Este item tem como objetivo principal verificar possíveis linhas freáticas que possam iniciar processos de movimentação não só do colúvio, já estabilizado, mas de toda a encosta. Foram realizadas variações na cota do lençol freático até que o mesmo resultasse em valore de SRF¹ menores do que 1.

Análises para situações em que os valores de redução de resistência aproximem-se do crítico auxiliam no entendimento, cada vez melhor do problema e do comportamento do maciço. Estudos como este se tornam importantes uma vez que toda a ação na área acaba tornando-se dispendiosa e financeiramente cara. Além disso, a busca por previsões de deslizamentos e a antecipação destes eventos visando a diminuição de problemas socioeconômicos passa sem dúvida em análises como estas.

No Anexo V é apresentado o modelo final e a Tabela 18 apresenta as diferentes profundidades testadas.

Tabela 18 – Variações do lençol freático para definição de SRF crítico

Profundidade do lençol (m)			SRF¹	SRF²
SM-04	INCL-01	INCL-02		
6,73	7,38	9,8	1,11	1,94
6,2	6,9	9,5	1,07	1,82
5,7	6,3	9,1	1,04	1,74
4,9	5,8	8,6	0,98	1,66
5	5,9	8,7	0,99	1,68
5,15	**6**	**8,8**	**1**	**1,67**

Os resultados evidenciam maiores deformações nos locais com topografia ainda natural da encosta, ocasionado pela mudança na superfície de ruptura, resultado da estabilização do colúvio movimentado (Figura 56). Outro aspecto importante decorre do risco de quedas de blocos e movimentação de detritos, igualmente ao ocorrido nos escorregamentos anteriores, isto, pois os maiores deslocamentos encontrados ocorrem no contato entre o bloco de rocha aparente e o solo superficial, tendo seu maior deslocamento igual a 1,04 m.

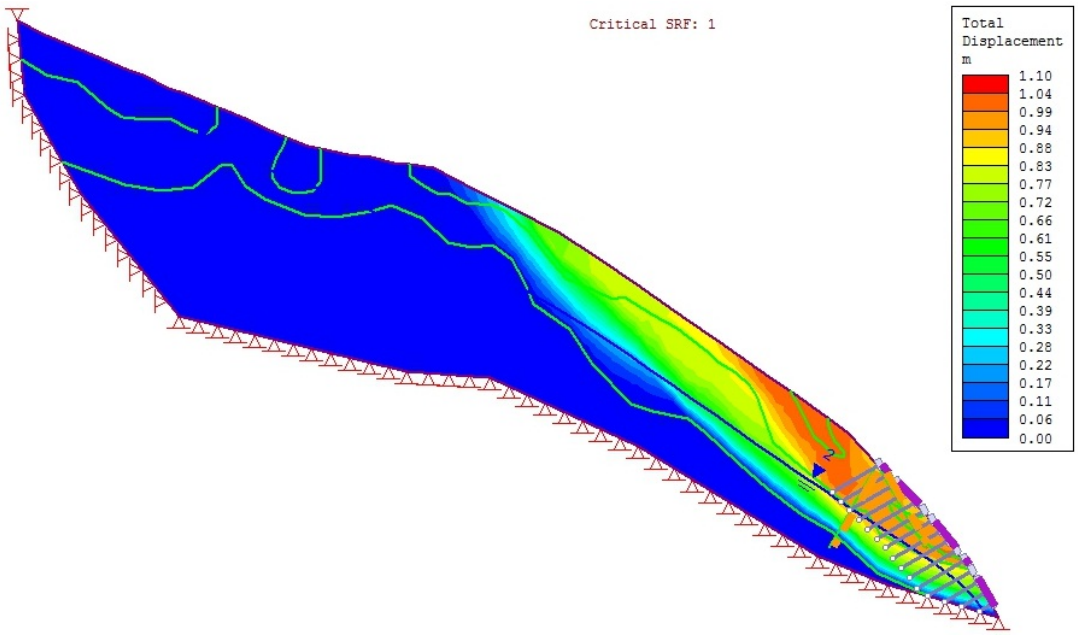


Figura 56 – Deslocamentos totais SRF¹

Em contrapartida ao que se tem observado nos casos já ocorridos e relatado anteriormente, as principias deformações cisalhantes ocorrem no contato

rocha alterada / rocha sã (Figura 57). Este fato pode ser caracterizado pelo aumento principalmente da resistência resultante dos grampos na contenção, tornando a superfície de contato rocha alterada / rocha sã agora, de menor resistência. Observa-se ainda que, sobrepondo às duas figuras, uma estaria indicando os locais onde ocorrem os principais deslocamentos (Figura 56) e a outra uma superfície logo abaixo caracterizando pelas deformações cisalhantes, responsáveis pela ruptura. De fato estas deformações cisalhantes são as diferenças angulares formadas por pontos localizados no modelo antes e após a redução do fator de resistência, o que está de acordo com o que foi citado por Hibbeler (2004), quando descritas as deformações.

A seguir serão apresentados os comportamentos das estacas raiz e dos grampos na iminência da ruptura baseando-se nos diagramas de carregamento e de deformação dos mesmos.

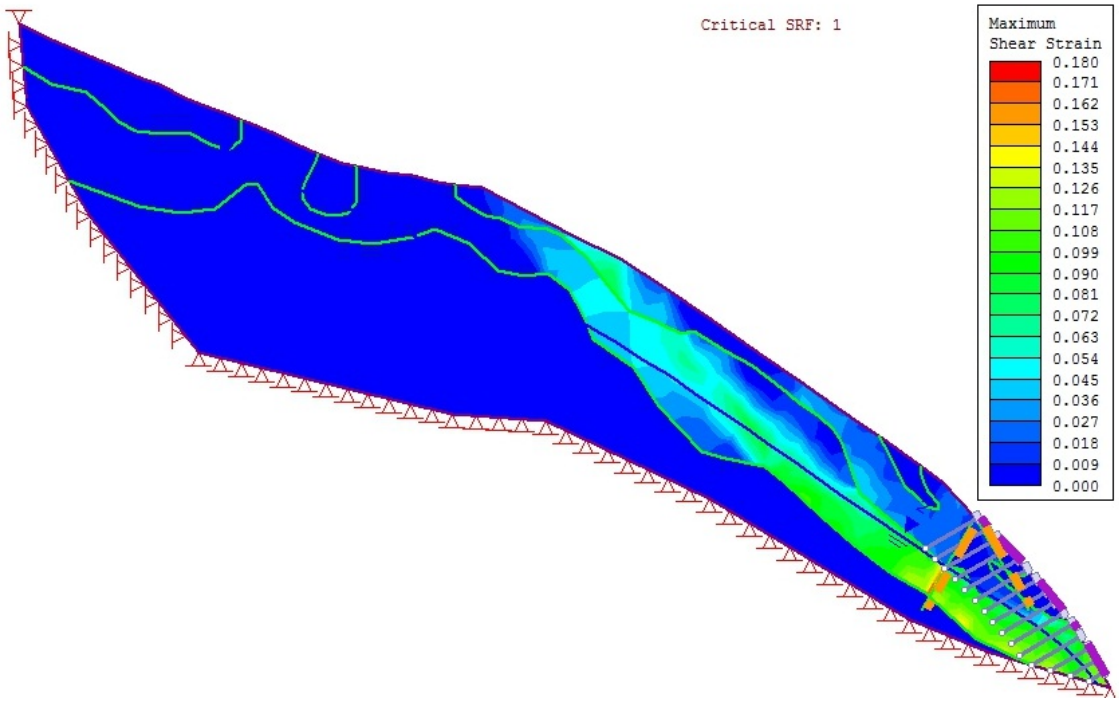


Figura 57 – Máximas deformações cisalhantes

- *Estacas raiz*

Quanto ao sistema de contenção instalado, analisando primeiramente a estaca raiz superior as energia que a mesma é submetida são essencialmente esforços de tração, resposta da estrutura contra possíveis rotações em sentido horário do conjunto. Já, para condições de instabilidade o que se vê é a tendência de inversão dos valores para compressão.

Além disso, as maiores deformações ocorrem nos pontos onde existem também, as principais deformações cisalhantes, ou seja, na rocha alterada. Este fato confirma-se pela verificação dos diagramas de deformação apresentados em cinza na Figura 58. Neles as maiores deformações relacionam-se a pontos entre os nós 145 – 111, situados na camada de rocha alterada onde não há influência dos grampos. Tornando assim, uma camada vulnerável a deformações.

Figura 58 – Localização de cada nó e diagrama de deformação – Estacas Raiz

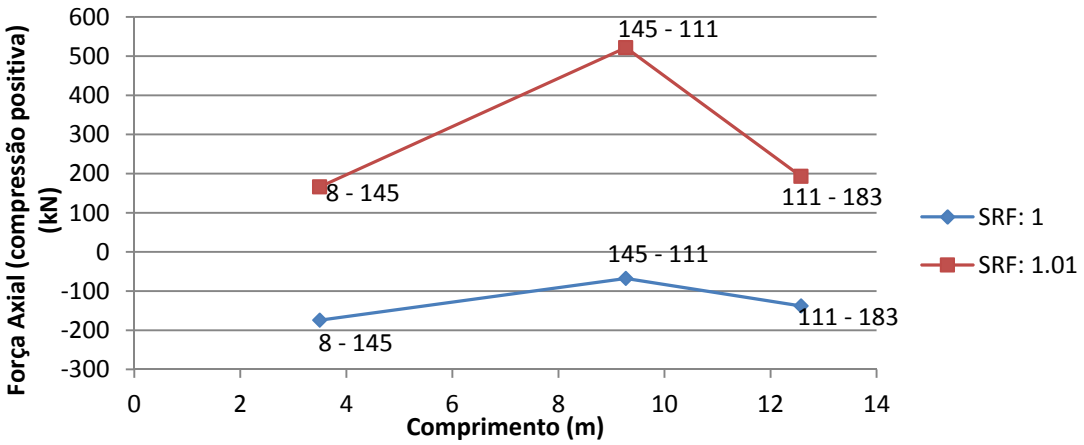


Figura 59 – Resultado de esforços realizados pela estaca raiz superior

Seguindo a mesma linha, a Figura 60 apresenta os resultados para a estaca raiz inferior. Observa-se um acréscimo para a última seção de nós analisados (entre 83 -

184), ocasionada pelo desenvolvimento de deslocamentos devido ao contato entre bloco de rocha e rocha alterada. Neste caso porém, na situação de campo tende a estar a favor da segurança uma vez que a tela metálica serviria como suporte para retenção dos mesmos, no entanto, não é possível essa consideração como condição de contorno. Mesmo assim, o aumento da rigidez do colúvio com a utilização dos grampos resulta em menores deformações e deslocamentos das estacas.

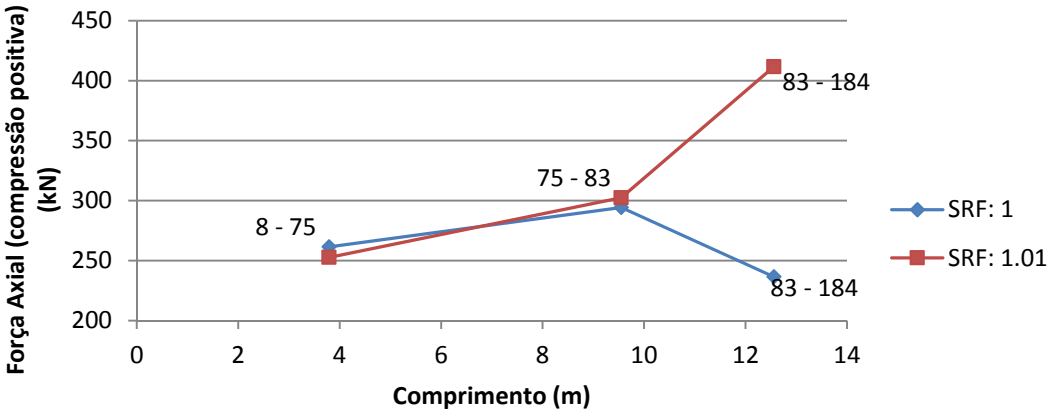


Figura 60 – Resultado de esforços realizados pela estaca raiz inferior

- *Grampos*

Para as análises dos grampos nesta situação, o que se verifica é um auxílio dos mesmos à estabilidade, porém de maneira localizada à área onde ocorre a presença do colúvio. Plumelle *et al*. (1990, *apud* Passini, 2010) citam que a tensão nos grampos cresce até um ponto máximo o qual define a provável superfície de ruptura e posteriormente decrescem a valores próximos a 25 % do valor máximo na superfície do talude (Figura 61). O que se observa é sim uma tendência de crescimento linear porém, mesmo após este pico de carregamento os grampos tendem a manter valores superiores aos 25 % descrito (Figuras 62 e 63).

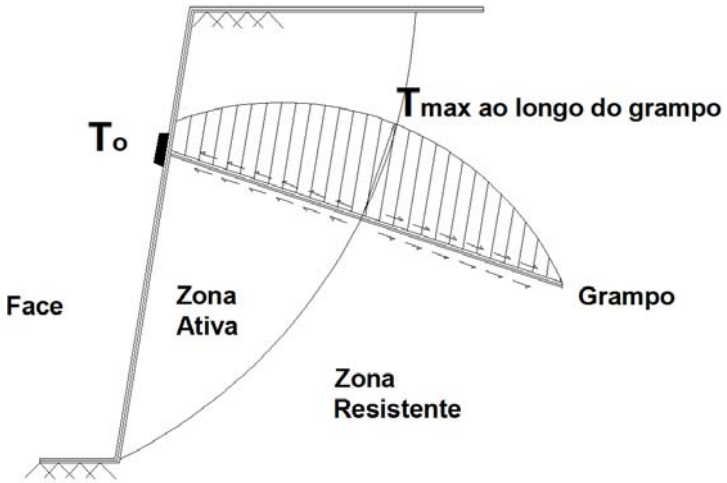


Figura 61 – Ilustração de carregamento solicitado por grampos
Fonte: Passini (2010)

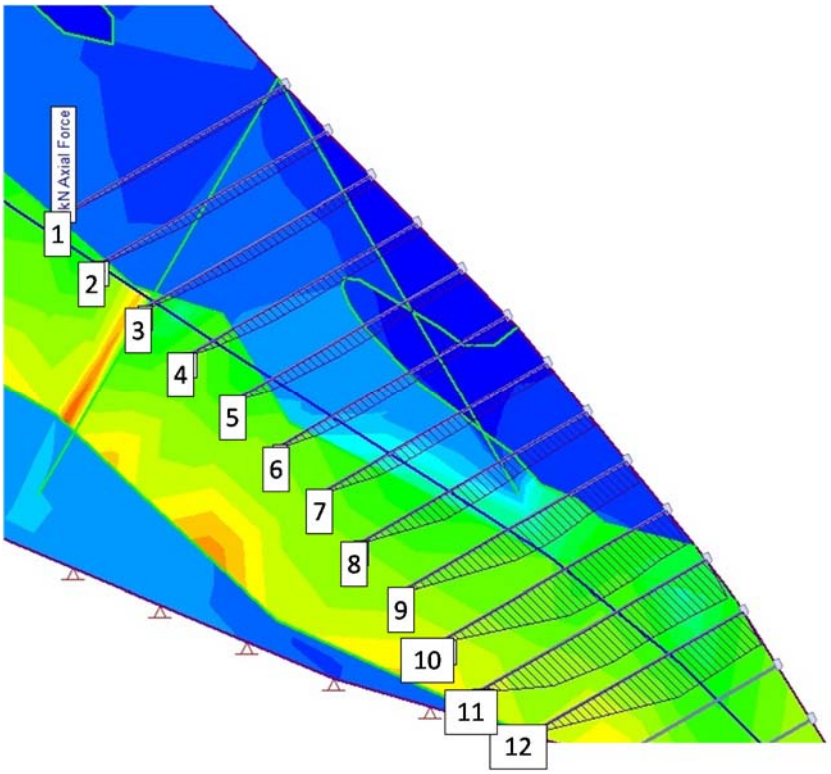


Figura 62 – Resultado de esforços gerados nos grampos com deformação cisalhante

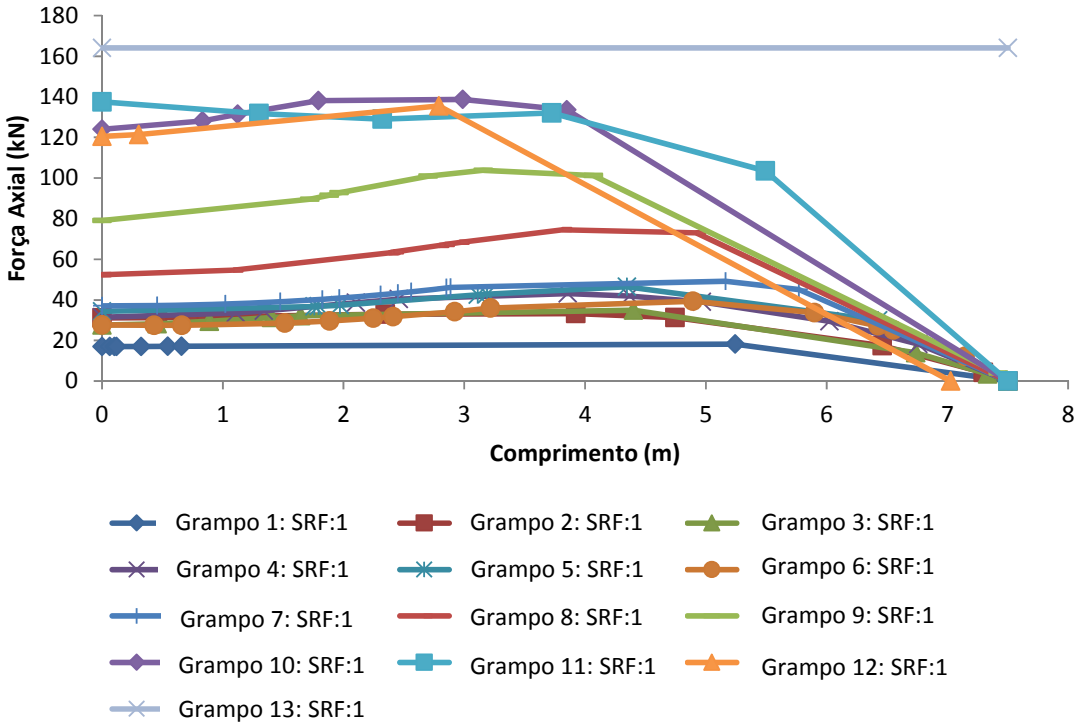


Figura 63 – Esforços solicitados em cada grampo

O modelo mostrou que os valores máximos ocorrem no contato entre grampos e rocha alterada, caso contrário, o nível de carregamento é bem inferior e não apresenta pico claro. O que se apresenta de fato é um acréscimo nas cargas devido às deformações cisalhantes ocorridas na rocha alterada porém, como a ruptura ocorre acima da área estabilizada, não é possível definir uma superfície de ruptura passante pelos grampos e sim, deformação devido ao carregamento ocasionado pela massa deslocada das cotas superiores.

Por fim de maneira a avaliar a estabilidade de encosta com a utilização de grampos o que se observa é que o sistema influencia no aumento da rigidez local, onde ocorre o posicionamento dos grampos e não de toda a seção.

DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Nos próximos itens são apresentadas as conclusões extraídas a partir dos resultados anteriores. Para isso, optou-se pela divisão nos diferentes assuntos a serem discutido, iniciando com a influência do tipo de solo encontrado no local e posteriormente as análises de tensão x deformação e maneira como são analisados os problemas geotécnicos e soluções construtivas para os mesmos.

5.1.1 Solo Residual e Coluvionar

Quanto a caracterização do solo os resultados encontrados na condutividade hidráulica do solo e na análise granulométrica vêm de encontro, por exemplo, ao que foi descrito no trabalho de Abramento *et al.* (1993), onde foram verificadas quantidades significativas de material arenoso, o que acaba por influenciar e elevar os valores da condutividade do maciço. Além disso, a composição mais granular é compatível com os menores resultados encontrados para a histerese entre os ramos de secagem e umedecimento das amostras.

As leituras de nível d'água não apresentaram variações significativas com a pluviometria o que sugere uma condição de drenagem abaixo do solo superficial, definida por caminhos preferenciais formados na rocha alterada. Este comportamento pode ser resultado das fraturas apresentadas nos resultados da geofísica por Tecgeo (2012).

Infere-se que as rupturas anteriores ocorreram no contato solo superficial e rocha alterada, o que só se apresenta nas cotas superiores a área contida pela solução de contenção. Neste caso, é importante que seja verificada a influência não só da elevação do lençol freático, como a que foi realizada, mas também do efeito da evapotranspiração e dos eventos de chuva que tendem a saturar as camadas mais superficiais do solo.

5.1.2 Análises Tensão x Deformação

Os resultados encontrados nas análises de sensibilidade dos parâmetros com o software Phase2 (ROCSCIENCE, 2011), já indicavam que o comportamento do maciço estaria ligado ao comportamento da rocha alterada, a qual, teve para a variação de seus

parâmetros de resistência, as maiores variações nos valores de SRF. Soma-se a isso, as maiores deformações serem verificadas nos contatos entre rocha sã e rocha alterada, em alguns pontos na contenção. Concluindo que a movimentação ocorre principalmente nas descontinuidades e fraturas existentes no maciço, característica de movimentos translacionais comuns em encostas compostas por solo residual.

Ainda quanto aos resultados das análises de sensibilidade, as baixas variações nos resultados, quando analisados os parâmetros de deformabilidade, podem ser entendidos pelo esquema apresentado na Figura 64. O que se observa tanto no esquema quanto nos resultados é a influência dos parâmetros de deformabilidade somente na amplitude das deformações uma vez que o critério de ruptura utilizado segue as leis de Mohr-Coulomb. Ou seja, o que ocorre é variação na amplitude de deformação (ε) – entre as reta 1 e 4 - até que ocorra a ruptura, porém esta, sempre estará relacionada aos valores de coesão e ângulo de atrito, os quais, pelas análises apresentadas, influenciam nos valores de SRF.

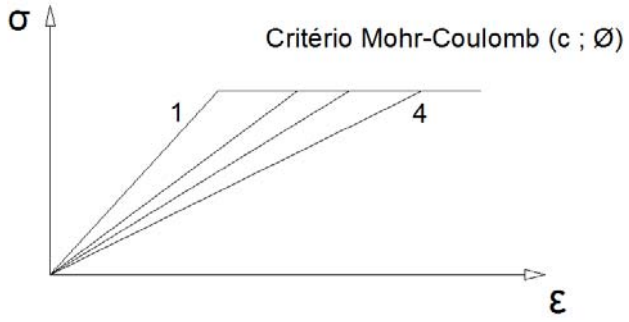


Figura 64 – Esquema ilustrativo Deformação x Tensão

Por outro lado, no caso de solos residuais como o estudado, as frentes de saturação decorrentes de chuvas assumem um papel importante à estabilidade, como já foi citado, principalmente no que se diz respeito aos solos maduros. Isto faz com que o programa utilizado tenha uma importante limitação tratando-se especificamente da análise geotécnica. Esta limitação também é a provável responsável para algumas das rupturas ocorrentes nos contatos entre rocha sã / rocha alterada e não entre rocha alterada / solo superficial, como foi identificado nos deslizamentos ocorridos em 2008.

Quanto ao sistema de contenção construído, primeiramente, conclui-se que os grampos instalados influenciam de maneira relevante até áreas de influência iguais a 5,4 m². Garantindo estabilidade global da encosta com valores destas áreas inferiores a

6 m². Para as análises no local onde ocorreu a contenção da massa deslocada, o que se conclui é um melhoramento considerável com a preservação de valores que garantem a segurança do maciço. As análises definem que um FS mínimo aceitável pela norma vigente NBR 11682 (ABNT, 2009) foi atendido para todas as áreas de influência analisadas se garantidas seções de grampo acima de 400 mm². Quanto às superfícies de ruptura formadas acima da contenção, estas não sofrem melhoras significativas para áreas de influência elevadas mesmo com a utilização de grampos com maiores áreas efetivas.

No que diz respeito ao posicionamento das estacas raiz, fica clara a sua influência para o travamento do solo residual acima da área contida tendo sido observados esforços de tração (na estaca superior) e compressão (na estaca inferior) até situações onde ocorre a ruptura. Fica claro, portanto, que as massa dos terços superiores exercem um carregamento nas estacas raiz tendendo a rotação, as quais são resistidas pelas mesmas. A execução das estacas raiz é indispensável uma vez que todo o carregamento por ela suportado é um alívio nos esforços do solo coluvionar, o qual por ter menor resistência poderia entrar em movimento. Reitera-se no entanto, que pelas análises, as estacas não tornam toda a encosta estável e, por isso, não devem ser tratadas como solução final ao problema de estabilidade, atingindo apenas uma sensível influência no fator de segurança.

Conclusões sobre a utilização da tela metálica tornam-se incompletas uma vez que não é possível o seu travamento nos grampos para efeito de modelagem. Mesmo assim, sabe-se que dentro da solução elas assumem um papel importante para a estabilidade local, ou seja, não possibilitando movimentações de blocos de rocha posicionados dentro da massa de colúvio. Para a segurança da encosta a tela metálica não tem influência, visto a sua alta deformabilidade, ou seja, os casos onde existam deslizamentos, a deformação para deflagração desta ruptura é menor do que a deformação necessária para que a tela metálica mobilize alguma resistência.

No caso do lençol freático, como provável mecanismo instabilizante, o que as análises de posicionamento mostram não são variações significativas com a utilização do mesmo somente na base ou considerando-o até o topo da encosta. Indicando assim, que os escorregamentos tendem a estar relacionados aos processos de frente de saturação devido à ocorrência de eventos chuvosos. Já nas análises do valor crítico de segurança, pelo levantamento do lençol freático, a ocorrência destes torna-se de difícil ocorrência. Isto, pois conforme apresentado pela geofísica, há ocorrências importantes

de fraturas na rocha alterada e sã ao longo de todas as seções, gerando assim caminhos preferenciais para a água. Além disso, os resultados de caracterização e dos parâmetros hidráulicos do solo local apresentam valores que caracterizam material arenoso, o que em sua constituição, normalmente assumem valores elevados de coeficiente de permeabilidade. Com isso a drenagem no maciço acaba se intensificando e influenciando na manutenção do lençol freático em cotas mais profundas.

Com base nos resultados, conclui-se para fins práticos, que a área de estudo preservaria as condições de estabilidade atuais mesmo com as seguintes alterações no sistema de estabilização:

- Aumento da área de influência para até 6 m² (aprox. 2,5 m x 2,5 m), onde hoje no Morro do Boi se tem 3,24 m² (1,8 m x1,8 m)
- Para os grampos, eventuais acréscimos nos diâmetros efetivos não representam diferenças significativas nas condições de estabilidade, sendo recomendada a manutenção atual de 425,7 mm² (1 “)

Quanto às conclusões extraídas e as análises realizadas, fica claro que a utilização de softwares como este geram resultados significativos no que diz respeito a esforços e deformações principalmente quando analisados os sistemas de contenção. Por outro lado, quanto à segurança de encostas, a impossibilidade de análise das frentes de saturação, e a falta de definições claras dos planos de rupturas, somente com superfícies de plastificação acabam sendo limitações importantes.

Além disso, a utilização da tela metálica em campo como material resistente a possíveis quedas de blocos de rocha com o travamento nos grampos não pode ser verificada na modelagem. Nestes casos são necessários cuidados para as avaliações do valor de SRF, principalmente SRF², se as deformações forem decorrentes do contato entre blocos de rocha e solo superficial, uma vez que estes seriam pela tela.

Respaldando as análises realizadas por Gonzalez (2013), quanto às leituras dos inclinômetros, as quais foram atualizadas e estão apresentadas no Anexo VI. O que se conclui, de fato, é que os inclinômetros instalados no local não apresentarão grandes deformações. Isto, pois no caso de ruptura global da encosta, cenário mais desfavorável quanto a segurança, por ser responsável pelos menores valores de SRF, ocorreriam deformações próximas a 0,20 m nos pontos onde os instrumentos estão posicionados. Dessa forma, enquanto o sistema de contenção estiver resistindo aos esforços solicitados as movimentações esperadas para os instrumentos de fato serão muito pequenas e sugerem com isso uma situação de estabilidade e segurança da encosta.

Uma última conclusão, refere-se ao que a norma vigente NBR 11682 (ABNT, 2009), recomenda sobre os Fatores de Segurança mínimos. Em casos onde a execução de obras de contenção, são bem sucedidas como o caso analisado, a estabilidade tende a melhorar e alcançar de maneira satisfatória os fatores de segurança, porém de maneira local. Ou seja, a superfície de ruptura não desaparece completamente, mas sim, tende a posicionar-se em outro ponto da seção, onde nem sempre definem-se valores de SRF ou FS superior ao recomendado, o que não é comentado quando definidos os conceitos de fator de segurança pela norma. Nestes casos a estabilização de toda uma seção como as apresentadas aqui se torna inviável e estaria na contra mão da evolução natural do globo, visto que nenhuma encosta natural tende a esbanjar fator de segurança. Por isso, uma alternativa ainda pouco explorada e que não se faz menção na legislação, está não no aumento do FS, mas na concepção e sistemas de monitoramento e o desenvolvimento de análises de previsão e alertas contra prováveis riscos de rupturas.

5.1.3 Sugestões Para Trabalhos Futuros

- *Análise com fluxo transiente*

Campos (1984) confirma que muitos dos solos residuais brasileiros rompem, apenas com a redução da sucção do solo, pela infiltração da água das chuvas. Por isso a primeira sugestão é buscar entender melhor o surgimento destes planos de fraquezas gerados a partir de eventos chuvosos. Neste caso não mais utilizando a análise pelo Phase2 (ROCSCIENCE, 2011), mas uma análise de equilíbrio limite em ambiente, por exemplo, de GeoStudio (GEO-SLOPE, 2004). Com este software são possíveis caracterizações quanto ao fluxo e cenários de chuva com a utilização da extensão SEEP/W e a estabilidade gerada pelo equilíbrio limite no pacote SLOPE/W.

- *Previsão de movimentações e rupturas*

Neste trabalho foram elencadas as análises de tensão x deformação e verificadas algumas condicionantes para que ocorram as falhas estruturais e do solo. Se realizada a sugestão anterior e dando sequencia ao monitoramento que vem ocorrendo no sítio de estudo a previsão de deslizamentos pode começar a ser analisada.

Neste caso, sugere-se como complemento a caracterização do maciço quanto a seus parâmetros de deformabilidade (coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade) mesmo que estes tenham pouca influência no valor final de SRF ou do FS.

- *Solução de contenção*

Outra sugestão, agora relacionada ao sistema de contenção instalado, é a verificação da validade em se trabalhar com estacas raiz em ângulos diferentes de 30°, preferencialmente menores. Sabe-se que perfuração de estacas inclinadas, com ângulos elevados, torna-se dispendiosa e aumenta ainda mais a dificuldade de execução tratando-se de encostas naturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; SOUSA PINTO, C. S., 1993. **Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar**. Revista Solos e Rochas,São Paulo - SP, 16 (3): 145-158.

ALMEIDA, F. F. M., CARNEIRO, C. dal R., 1998. **Origem e evolução da Serra do Mar.** Revista Brasileira de Geociência. 28 (2): 135-150.

ANTONINO, A. C.D.; ÂNGULO-JAMILLO, R.; SOUZA, E. S.; NETTO, A. M..; CARNEIRO, C. J. G.; MONTENEGRO, A. A. A., 2001. **Determinação da condutividade hidráulica e sorvidade de um solo com infiltrômetro a disco.** Revista Barsileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.5 2(247-253). Campina Grande - PB.

APLS, 2008. **Acervo fotográfico.** Auto Pista Litoral Sul.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 1984. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Comitê Brasileiro de Construção Civil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 1995. **NBR 6502**: Rochas e solos. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 2007. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 2009. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. 2 ed. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

BANFILL, P. F. G., 2003. **The rheology of fresh cement and concrete - A review.** In: Proc 11th International Cement Chemistry Congress, Durban.

BRESSANI, L. A., 2011. **Aspectos geotécnico de escorregamentos em Santa Catarina e Rio Grande do Sul.** In: MESA REDONDA "Geotecnia e Desastres Naturais: Experiências e Situação Atual no RJ, PR e SC". Curitiba / PR. ABMS – Núcleo Regional Paraná e Santa Catarina.

BURGER, H. R.; SHEEHAN, A. F.; JONES, C. H., 1992. **Introduction to Applied Geophysics**. Prentice Hall, New York - NY.

CAMPOS, L. E. P., 1984. **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais.** Tese (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil da PUC – RJ. Rio de janeiro – RJ.

CAPUTO, H. P, 1987. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das rochas – Fundações – Obras de Terra.** 6 ed. LTC, Rio de Janeiro.

CARDOSO JR, C. R., 2006. **Estudo do comportamento de um solo residual de Gnaisse não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dissertação (Mestrado). São Paulo - SP.

CARDOSO JR, C. R,; FUTAI, M. M., 2009. **Estudo da variação da sucção ao longo do ano de um talude de solo residual.** V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. São Paulo - SP.

CINTRA, J. C.; AOKI N., 2010. **Fundações por estacas:** Projetos Geotécnicos. Oficina de Textos: São Paulo - SP.

CPB, **Ancoragens.** Disponível em: <http://www.cpbconcretoprojetado.com.br/produtos/ancoragens.html#>. Acessado em: 24/10/2013.

DAS, B. M. 2011. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** Tradução EZ2Translate; Cengage Learning: São Paulo – SP.

DECAGON, 2007. **Mini disk Infiltrometer.** Manual do usuário: versão 06. Decagon Devices.

DEFESA CIVIL, 2008. **Galeria de fotos.** Disponível em: <http://www.defesacivil.sc.gov.br/index.php/midia/galeria-de-fotos/category/12-2008.html>. Acessado em: 10/08/2013.

DEFESA CIVIL, S.C., 2008a. **Joinville comunica alagamentos e deslizamentos.** Disponível em: <http://www.defesacivil.sc.gov.br/index2.php?option=com_content&task=view&id=320&pop=1&page=0&Itemid=262>. Acesso em: 27/03/2012.

DEFESA CIVIL, S.C., 2008b. **Chuva causa deslizamentos e situação de emergência em Rio dos Cedros.** Disponível em:<http://www.defesacivil.sc.gov.br/index2.php?option=com_content&task=view&id=471&pop=1&page=0&Itemid=262>. Acesso em: 29/03/2012.

DEFESA CIVIL, S.C., 2008c. **Atualizado 14:00h – Alerta para deslizamentos e alagamentos.** Disponível em: <http://www.defesacivil.sc.gov.br/index2.php?option=com_content&task=view&id=486&pop=1&page=0&Itemid=262>. Acesso em: 29/03/2012.

DEFESA CIVIL, S.C., 2008d. **Secretarias setoriais se unem pra a reconstrução do Estado de Santa Catarina.** Disponível em: <http://www.defesacivil.sc.gov.br/index2.php?option=com_content&task=view&id=1473&pop=1&page=0&Itemid=262>. Acesso em: 29/03/2012.

DELGADO, I. M. et al., 2003. **Geotectônica do Escudo Atlântico.** Geologia: Tectônica e Recursos Minerais do Brasil. CPRM – Serviço Geológico do Brasl, Brasília.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994. **ME 094**: Solos – determinação da densidade real.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994. **ME 094**: Solos – determinação da densidade real.

DIAS, F. P.; HERMANN, M. L. P., 2002. **Susceptibilidade a deslizamentos: Estudo de caso no bairro Saco Grande, Florianópolis-SC.** Revista online Program de Pós-Graduação em Geografia - Caminhos de Geografia, 3 (6).

DYMINSKI, A. S.; DELL'AVANZI, E.; KORMANN, A. C. M.; NASCIMENTO, N. A., 2008. **Encostas naturais: Tendências ateuais em análises de estabilidade e gerenciamento de riscos.** VI Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Florianópolis - SC.

ELIS, V. R. **Métodos elétricos e eletromagnético**s. Instituto de Astronomia Geofísica e Ciência Atmosféricas da Universidade de São Paulo. Disponível em: <http://www.iag.usp.br/siae98/eletromag/eletromag.htm>. Acessado em: 25/07/2013.

ERBE, M. C. L.; STEVANATO, R.; FERREIRA, F. J. F., 2010. **Aplicaçã da eletrorresistividade na avaliação de passivo ambiental: vala séptica de Curitiba - PR.** IV Simpósio Brasileiro de Geofísica, Brasília - DF.

FERNANDES, N. F.; GUIMARÃES, R. F.; GOMES R. A. T.; VIEIRA, B. C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H., 2001. **Condicionantes geomorfológicas dos deslizamentos nas encostas: Avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis.** Revista Brasileira de Geomorfologia, 2 (1): 51-71.

FIORI, A. P., 2011. **Avaliação de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea.** II Relatório interno de pesquisa. Recurso para desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 03. Curitiba – PR**.**

FIORI, A. P., 2012. **Avaliação de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea.** V Relatório interno de pesquisa. Recurso para desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 03. Curitiba – PR**.**

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H., 1993. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** John Wiley & Sons.

G4U ENGENHARIA, 2010. **MC-07-101-SC-140-7-C05-001 - Projeto de Contenção:** Memória de cálculo da contenção de estrutura de corte no km 140+700 da rodovia BR-101/SC

GEOBRUGG, 2013. **TECCO® stabilizes slopes susceptible to weathering, prevent breakouts and grows into one with nature.** Disponível em: <http://www.geobrugg.com/contento/Portals/35/media/Download%E2%80%90Brochures/Geobrugg%E2%80%90AG_TECCO_en.pdf>. Acessado em: 20/01/2013.

GEO-SLOPE, International, 2004. **GeoStudio.** v.6, Calgary – Canadá.

GERSCOVICH, D. M. S., 2012. **Estabilidade de taludes.** Oficina de Textos: São Paulo – SP.

GOMES, J. E. S., 2007. **Estudo sobre fatores que influenciam a acurácia do método do papel-filtro.** Escola Politécnica da universidade de São Paulo, Dissertação (Mestrado). São Paulo - SP.

GONZALEZ, A. A. M., 2013. **Estudo de série de leituras obtidas através do monitoramento da instrumentação geotécnica implantada em uma encosta litorânea.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil. Curitiba - PR.

GOOGLE, 2011. **Programa Google Earth.**

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M., 1983. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** Blucher: 7ª reimpressão, São Paulo - SP.

HACHICH, W.; CAMARGO, V. E. L. B., 2006. **Sobre a contribuição dos grampos à estabilidade de estruturas de solo grampeado.** XIII Congresso Brasileira de mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba - PR.

KEAREY, P., BROOKS, M., HILL, I., 2009. **An introduction to geophysical exploration.** Tradução Maria Cristina Moreira Coelho. Oficina de Textos, São Paulo.

KORMANN, A. C. M.; SESTREM, L. P.; ASAKAWA, S., 2011. **Avaliações de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea instrumentada.** In: Workshop Desenvolvimento Tecnológico nas Concessões Rodoviárias, 7., 2011, Brasília. Anais..., p. 8-9, Brasília: RDT.

KORMANN, A. C. M.; SESTREM, L. P.; PRETTO, J. H. F., 2013. **Instrumentação de encostas: estudos de caso e técnicas de análise de séries temporais.** VI Conferência Brasileira de Encostas, Angra dos Reis - RJ.

LAZARIM, T. P., 2012. **Caracterização e retroanálises da ruptura de um talude rodoviário – BR-101, Santa Catarina.** Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR.

LEITE, B. R., 2009. **Uso de instrumentação para identificação de movimentação e aplicação do sistema com tela de aço e geomanta como alternativa ecológica.** V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. São Paulo - SP.

LISBOA, R. L. B., 2006. **Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com o permeâmetro de Guelph e ensaios de laboratório.** Universidade Federal de Viçosa, Tese (Mestrado). Viçosa - MG.

MARINHO, F. A. M., 1994. **Medição de sucção com o método do papel filtro**. X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. (2): 515-522.

MARINHO, F. A. M., 2005**. Os solos não saturados: Aspectos teóricos, experimentais e aplicados.** Concurso de livre-docência (Geomecânica), Universidade de São Paulo.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., 2008. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais.** Revisores e coordenadores: Nicole P. H., Paulo Helene, Vladimir A. P. IBRACON, São Paulo - SP.

MENDES, R.M., 2008**. Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP).** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese (Doutorado).

MORAIS, F.; BACELLAR, L. A. P., 2010. **Geofísica aplicada ao estudo de fluxos da água no solo.** Revista Sociedade e Natureza, Uberlândia, 22 (1): 213-222.

NASCIMENTO, N. A.; DELL'AVANZI, E.; NETTO, S. C., 2009. **Acidentes geotécnicos de 2008 em Santa Catarina: uma visão mais abrangente.** V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. São Paulo - SP.

OLIVEIRA, C. M. M.; PORTOCARRERO, H.; CAMPOS, T. M. P.; ANDRADE, A. G., 2012. **Análise da estabildiade de um talude de corte submetido a técnicas de bioengenharia.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Disponível em: <http://www.alice.cnptia.embrapa.br/handle/doc/951876>. Acessado em: 05/09/2013.

PASSINI, L. B., 2010. **Comportamento mecânico de grampos com fibras de polipropileno.** Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro - RJ.

PRETTO, J. H. F., SESTREM, L. P., KORMANN, A. C. M., MARINHO, F. A. M., 2013. **Características geomecânicas de uma encosta litorânea: Determinação da Curva de Retenção de Umidade.** VI Conferência Brasileira de Encostas, Angra dos Reis - RJ.

REYNOLDS, J. M., 1997. **An introduction to applied and experimental geophysics.** John Wiley & Sons.

RIBEIRO, J. L. D.; CATEN, C., 2000. **Estatística Industrial.** Série Monográfica Qualidade. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ROCSCIENCE, 2011. **Phase2.** Versão 8. Disponível em:< http://www.rocscience.com/highlights>. Acesso em: 23/01/2014.

SANTOS, C. J. A., 2012. **Reanálise e ruptura em talude rodoviário coluvionar- BR 101, Santa Catarina**. Universidade Federal do Paraná, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curitiba - PR.

SCOTT, R. F., 1963. **Principles of Soil Mechanics**. Addison-Wesley Publishing Company.

SESTINI, M. F.. **Variáveis geomorfológicas no estudo de deslizamentos em Caraguatatuba – SP utilizando imagens TM_LANDSAT e SIG**. Dissertação (Mestrado). São José dos Campos: UNPE, 1999. 140p. – (INPE-7511-TDI/724).

SESTREM, L. P., 2012. **Concepção e implantação de um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil. Curitiba - PR.

SILVEIRA, G. C., 1991. **Considerações sobre a granulometria dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na estrada do Soberbo - RJ.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, 14 (1): 59-62.

SOUSA, P. S., 2006. **Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaisse de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismo de instabilização de taludes.** Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia: Dissertação (Mestrado). Salvador - BA.

SOUSA PINTO, C., 2006. **Curso básico de Mecânica do Solos em 16 aulas.** 3ª ed., Oficina de Textos: São Paulo - SP.

SOWERS, G. B.; SOWERS, G. F., 1970. **Introductory soil mechanics and foundations.** 3 ed. The macmillan Company, New York - NY.

TECGEO, 2012. **Relatório Geológico/Geofísico.** Relatório interno de pesquisa. Recurso para desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 03. Curitiba – PR.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G., 1996. **Soil mechanics in engineering practice.** 3 ed. John Wiley & Sons, Inc.

TYOMURA, D. M.; DYMINSKI, A. S., 2009. **Análise de estabilidade de talude coluvionar da Serra do Mar do Paraná considerando diferentes condições de fluxo no subsolo.** V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. São Paulo - SP.

VALLEJO, L. I. G.; FERRE, M.; ORTUNÕ, L.; OTEO, C., 2002. **Ingeniería geológica.** Pearson Educación: Madrid.

VAN-GENUCHTEN, M. T.; SIMUNEK, J.; LEIJ, F. J.; SEJNA, M., 2005. **RETC:** Code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated solis. Versão 6.02.

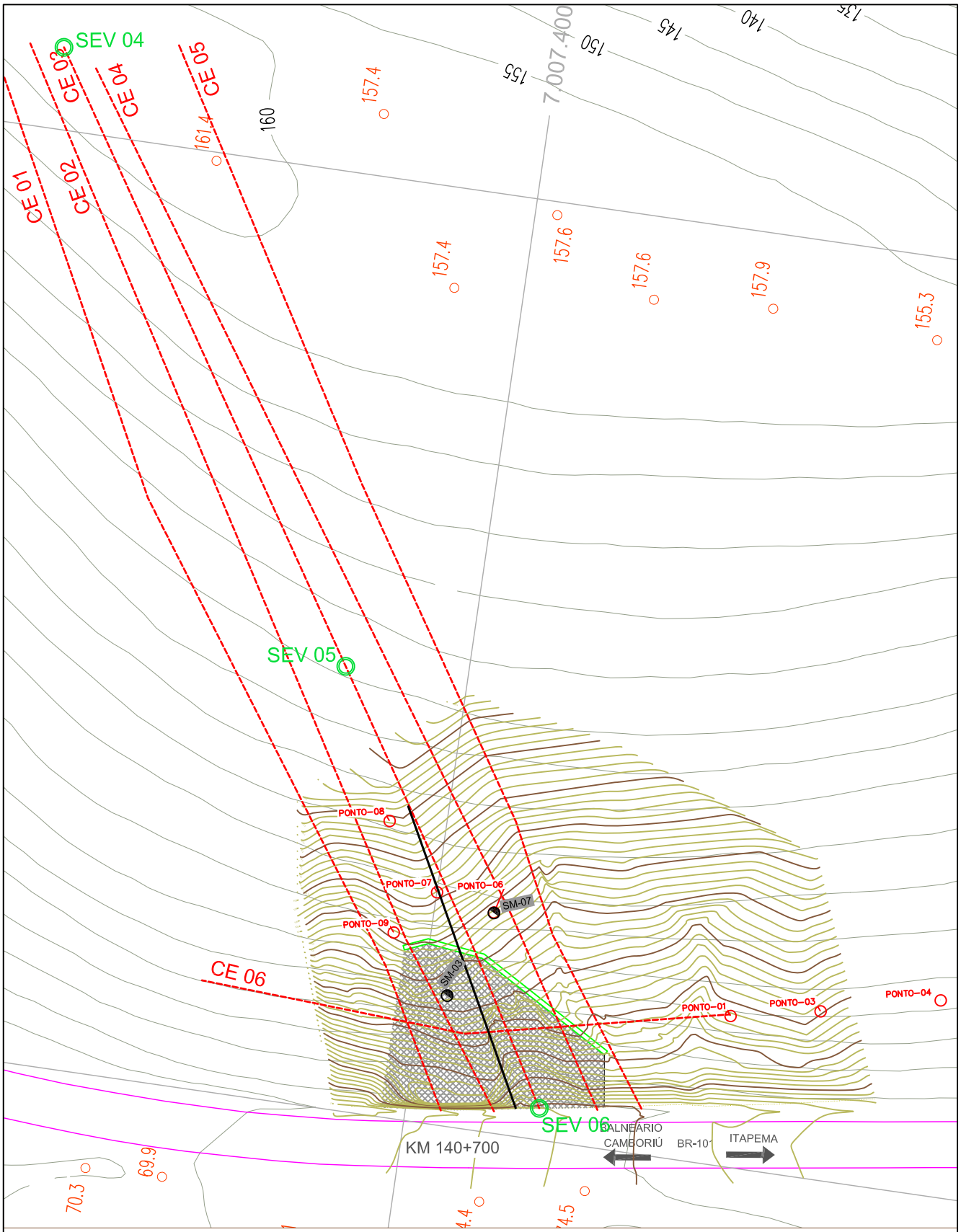
VAZ, L. F, 1996. **Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, 2 (19): 117-136, ABMS/ABGE.

VILAR, O. M.; BUENO, B. S., 2004. **Mecânica dos solos:** Volume II. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos (Departamento de Geotecnia). São Carlos-SP.

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C.S., 1989. **Deslizamentos em encostas na Serra do Mar - Brasil.** Revista Solos e Rochas: São Paulo, 12: 27-36

XAVIER, F. F., 2010. **Geofísica elétrica aplicada a Geotecnia para investigação de estabilidade de taludes.** Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica, GEOSUL 2010, Foz do Iguaçu - PR.

ANEXOS



LEGENDA

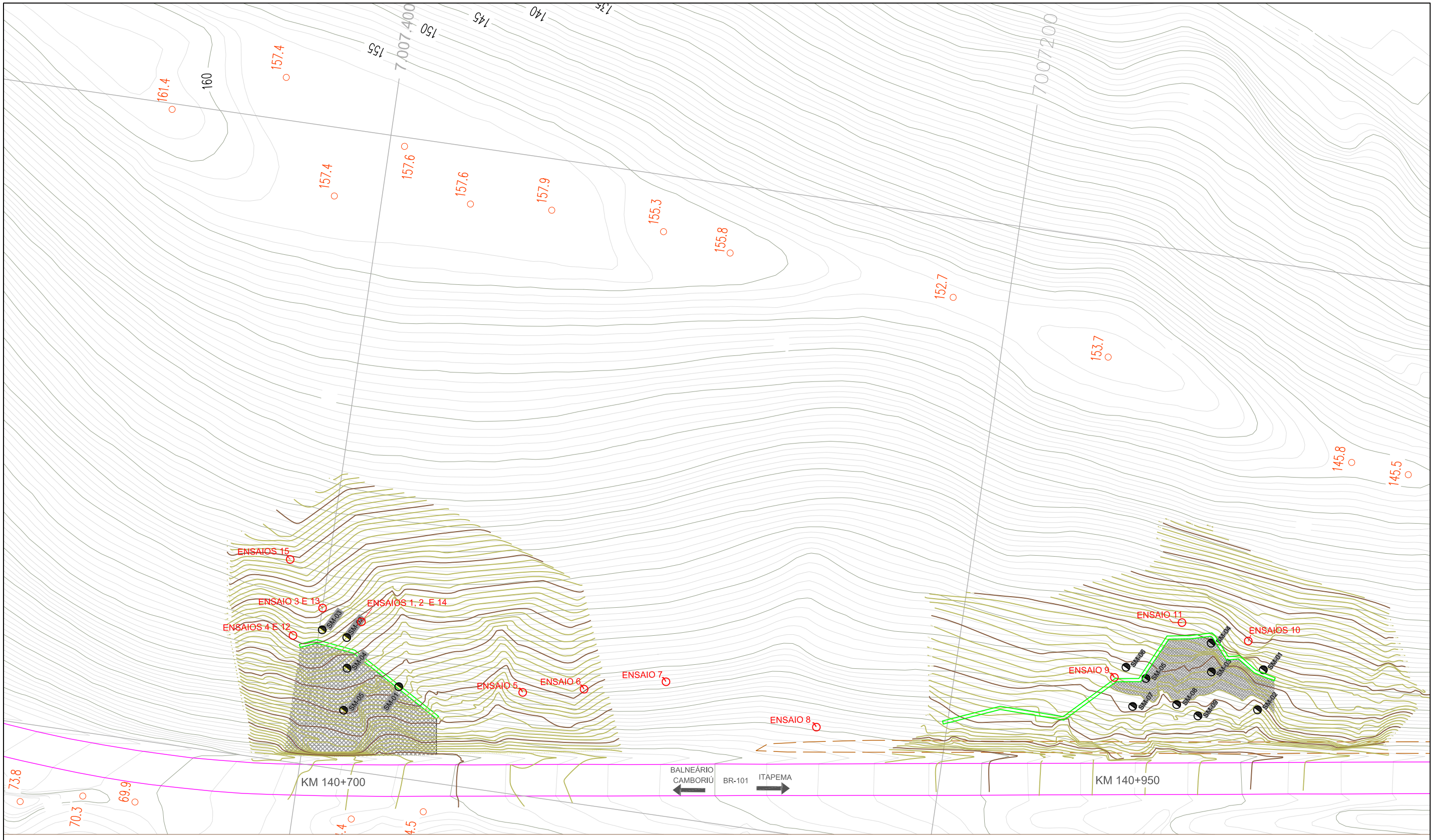
CE 01 ---------- CAMINHAMENTO ELÉTRICO REALIZADO

TOPOGRAFIA 2006

TOPOGRAFIA 2010

SONDAGEM MISTA

PONTO DE COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA E INDEFORMADA



LEGENDA

TOPOGRAFIA 2006

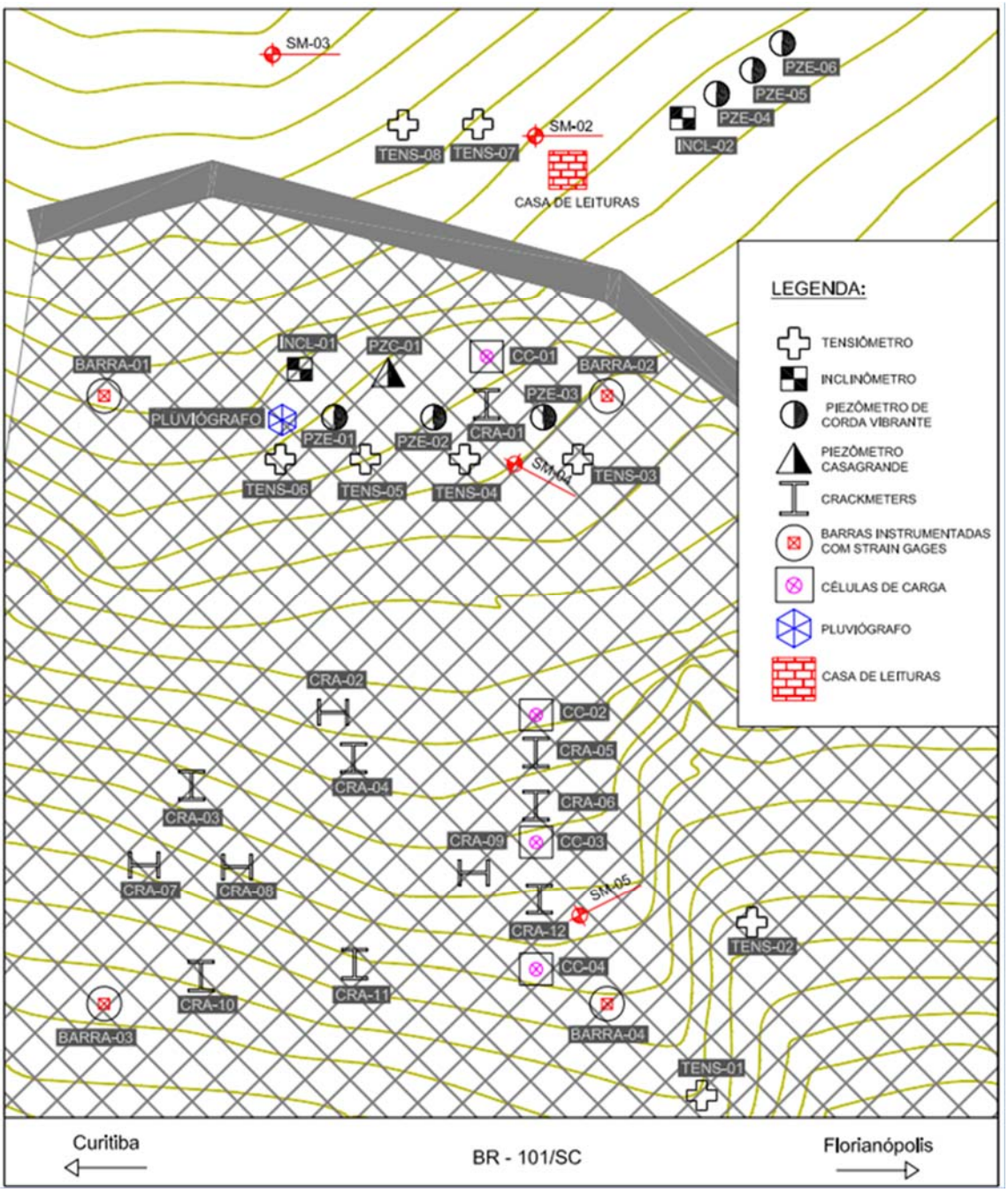
TOPOGRAFIA 2010

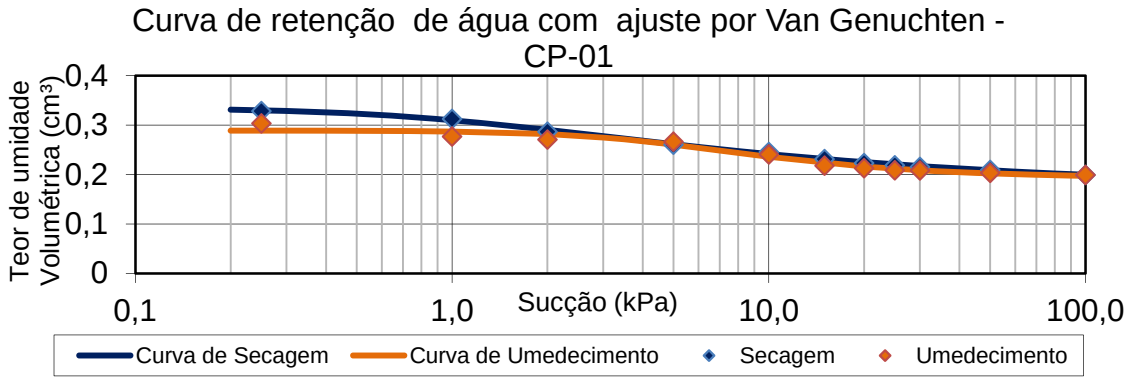
SONDAGEM MISTA

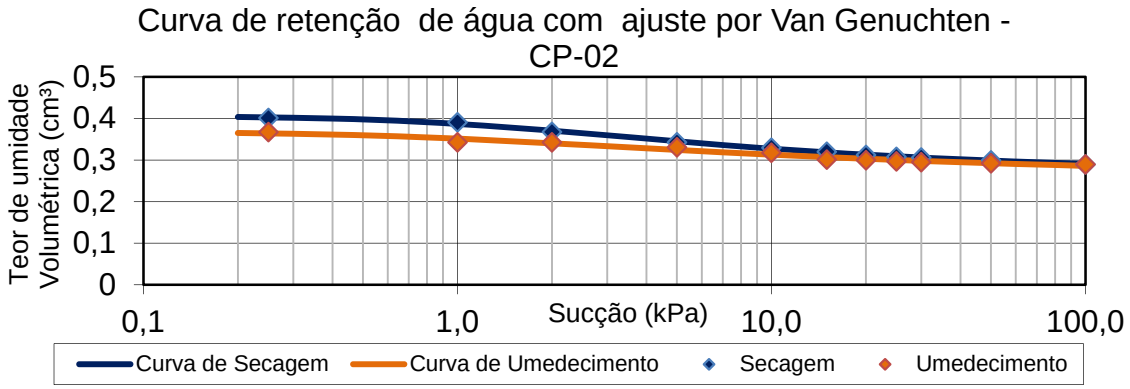
PONTO DE REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO IN-SITU

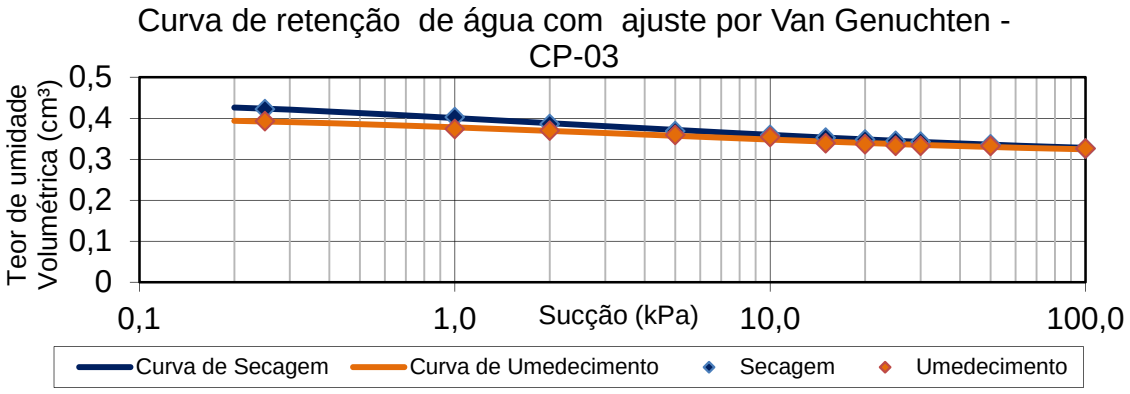
REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO
0	08/04/2013	JOSÉ HENRIQUE	EMISSÃO ORIGINAL

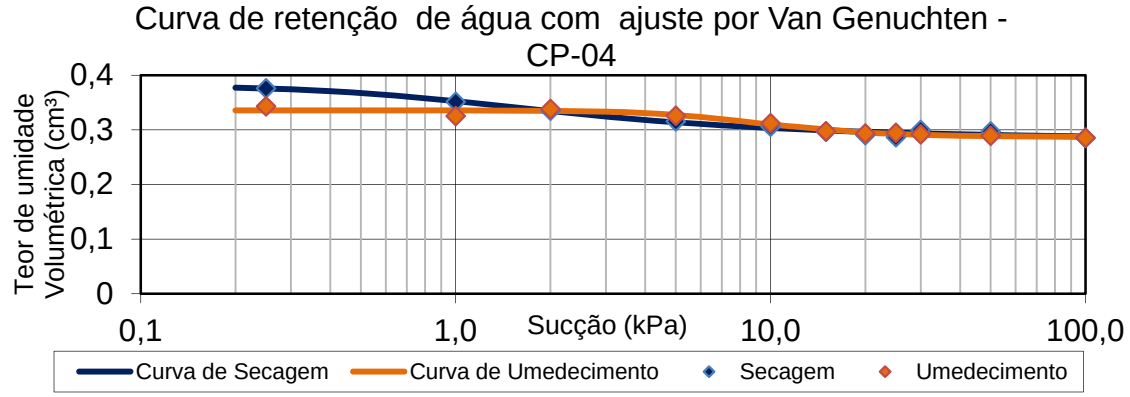
RODOVIA: BR-101	TRECHO: CURITIBA – FLORIANÓPOLIS
LOCAL: km 140+700 E km 140+950 Pista Sul	
TÍTULO: LOCAÇÃO ENSAIOS INFILTRAÇÃO IN-SITU	ESCALA: Sem escala
	FOLHA: 01/01

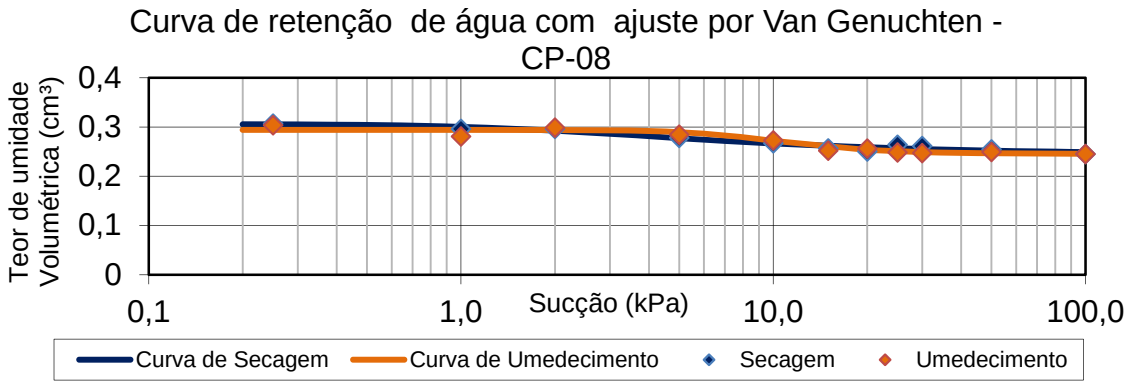

SM-03
PZE-06
PZE-05
PZE-04
INCL-02
TENS-08
TENS-07
SM-02
CASA DE LEITURAS
LEGENDA:
TENSIÔMETRO
INCLINÔMETRO
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE
PIEZÔMETRO CASAGRANDE
CRACKMETERS
BARRAS INSTRUMENTADAS COM STRAIN GAGES
CÉLULAS DE CARGA
PLUVIÓGRAFO
CASA DE LEITURAS
INCL-01
PZC-01
CC-01
BARRA-01
BARRA-02
PZE-03
PLUVIÓGRAFO
PZE-01
PZE-02
CRA-01
TENS-06
TENS-05
TENS-04
SM-04
TENS-03
CRA-02
CC-02
CRA-05
CRA-04
CRA-06
CRA-03
CRA-09
CC-03
CRA-07
CRA-08
SM-05
CRA-12
TENS-02
CC-04
CRA-10
CRA-11
BARRA-03
BARRA-04
TENS-01
Curitiba
BR - 101/SC
Florianópolis

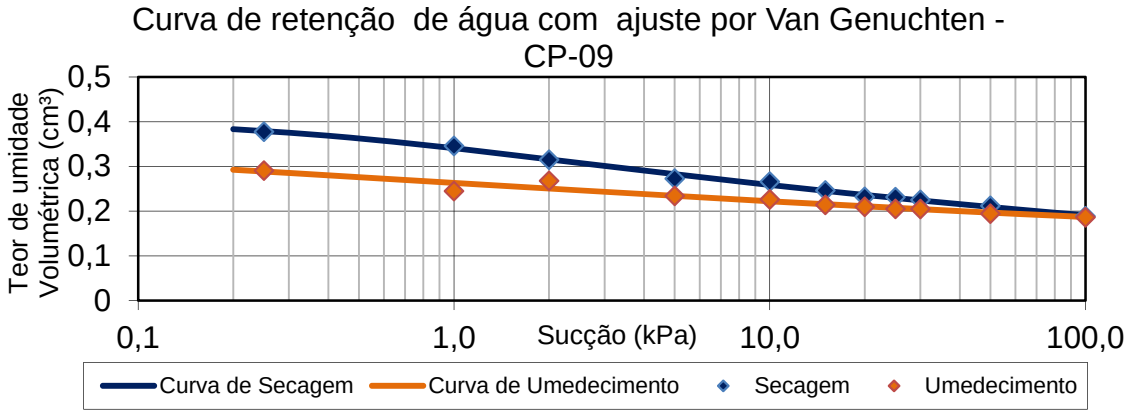

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-01
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

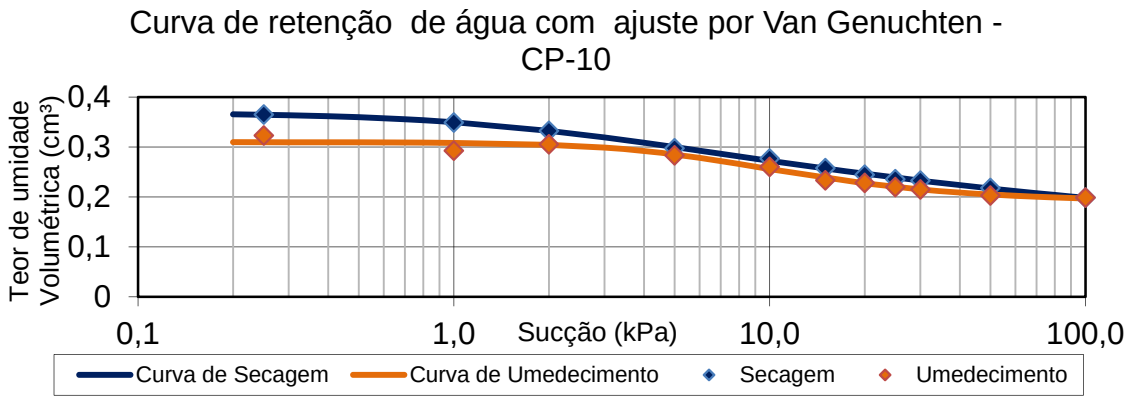

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-02
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

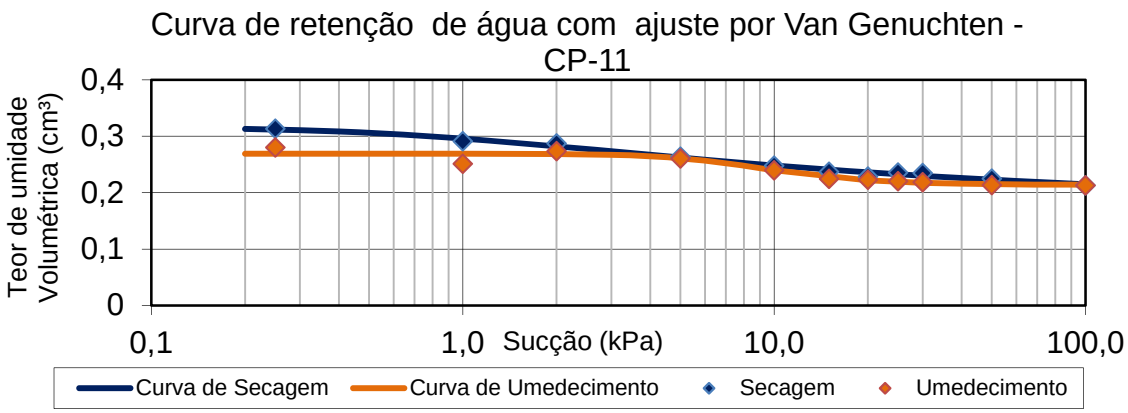

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-03
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

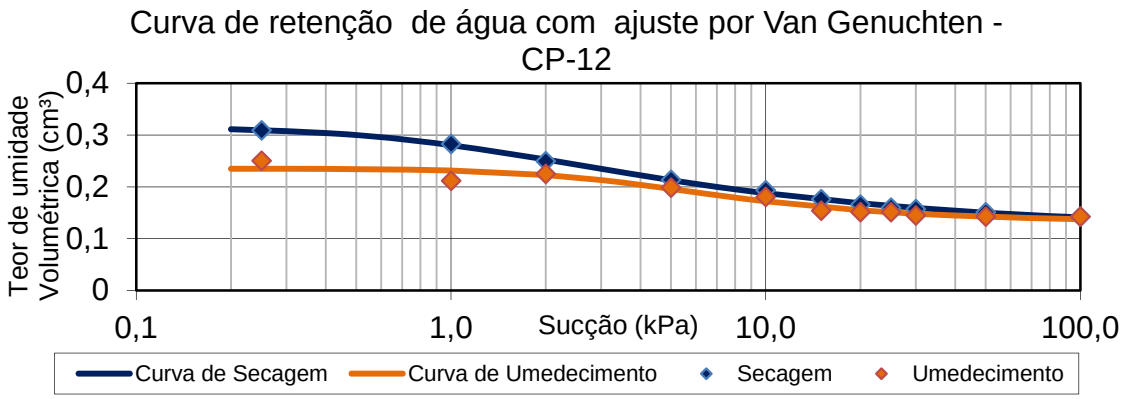

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-04
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

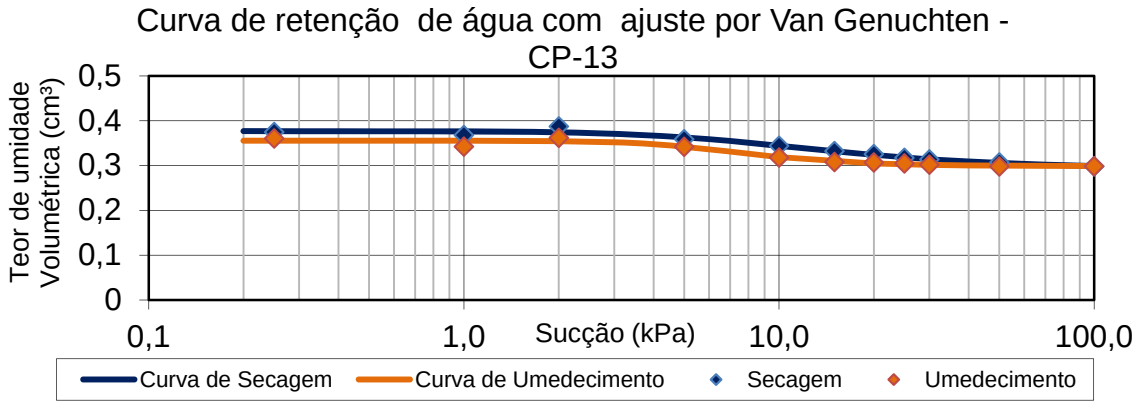

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-08
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

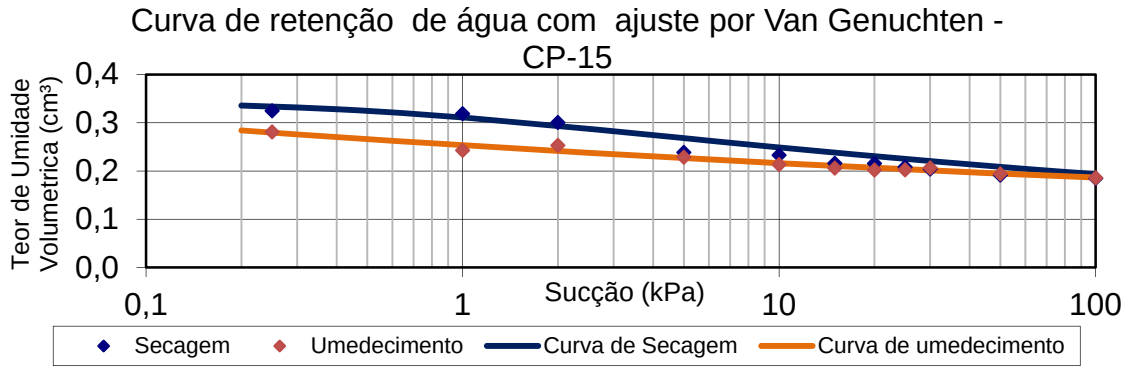

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-09
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

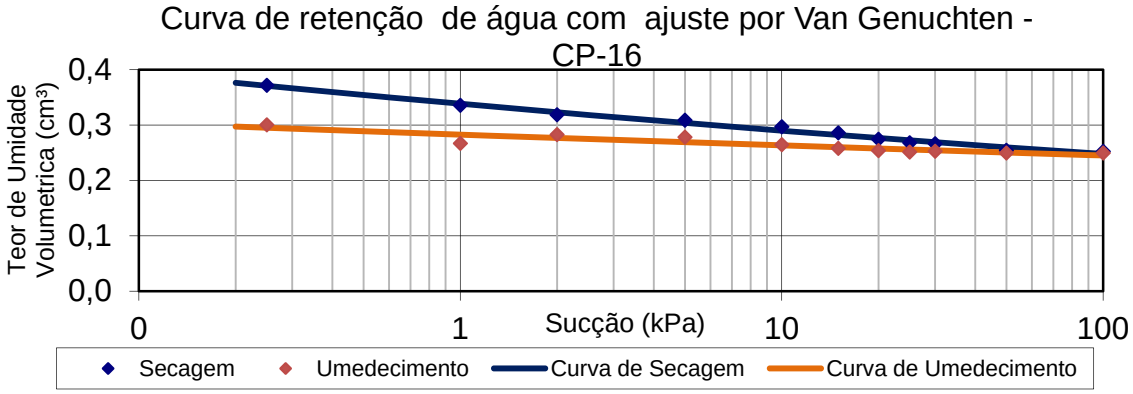

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-10
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

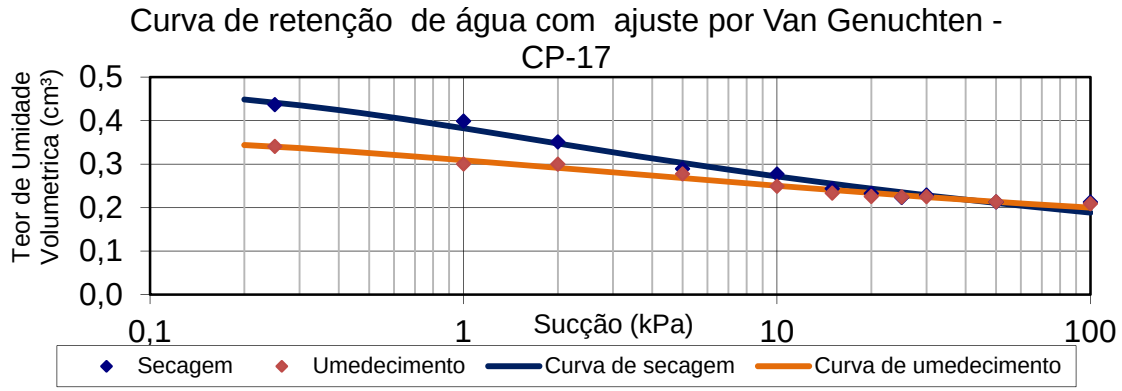

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-11
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

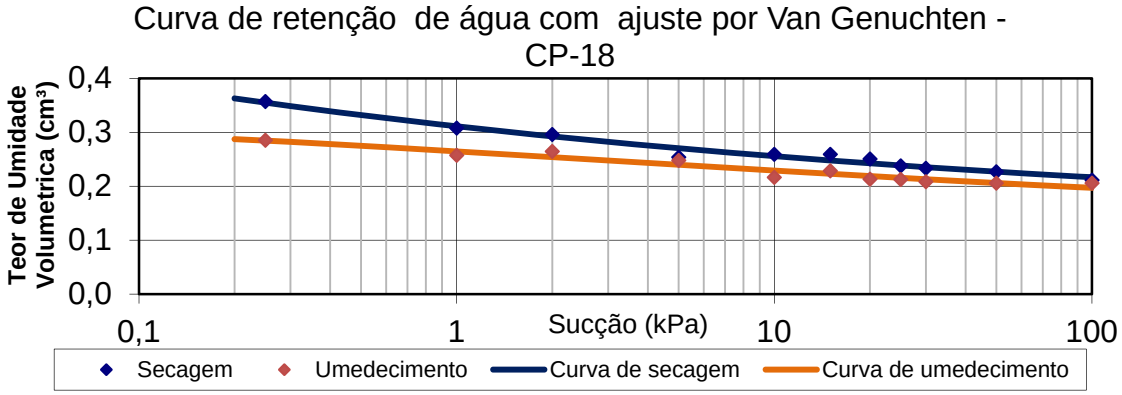

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-12
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

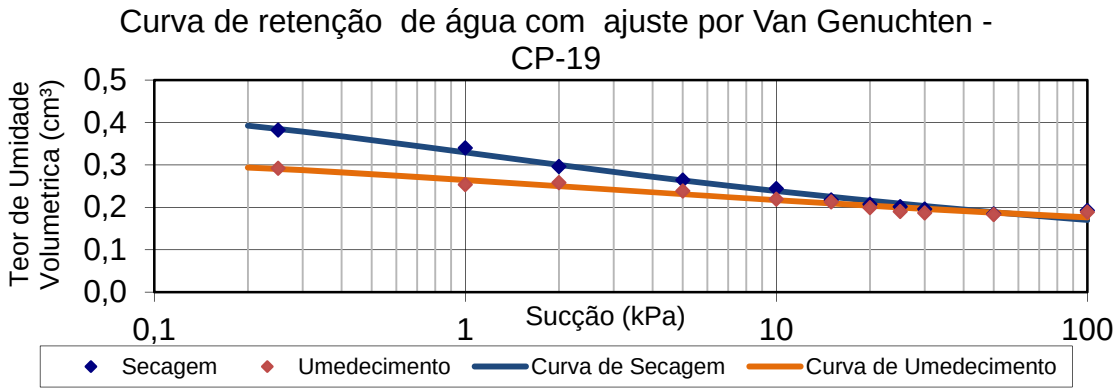

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-13
Teor de umidade Volumétrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,1
1,0
Sucção (kPa)
10,0
100,0
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento
Secagem
Umedecimento

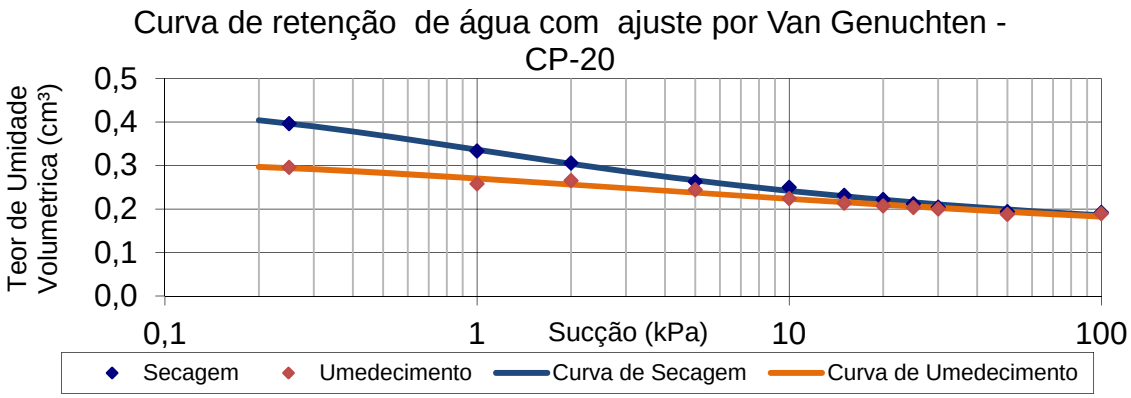

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-15
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
Sucção (kPa)
10
100
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de umedecimento

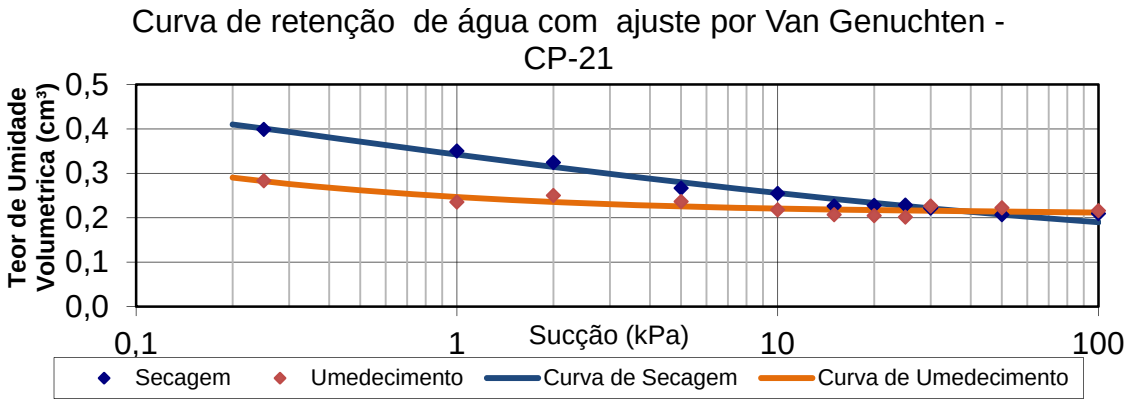

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-16
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0
1
Sucção (kPa)
10
100
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento

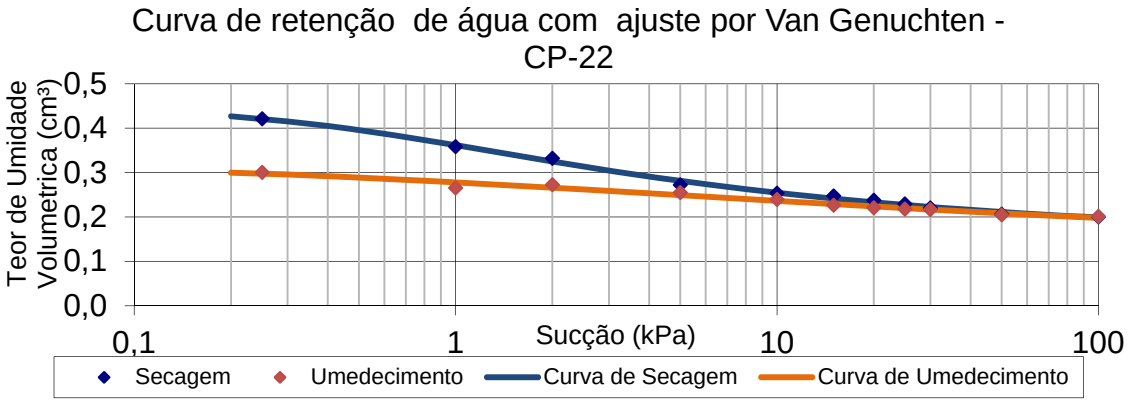

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-17
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de secagem
Curva de umedecimento

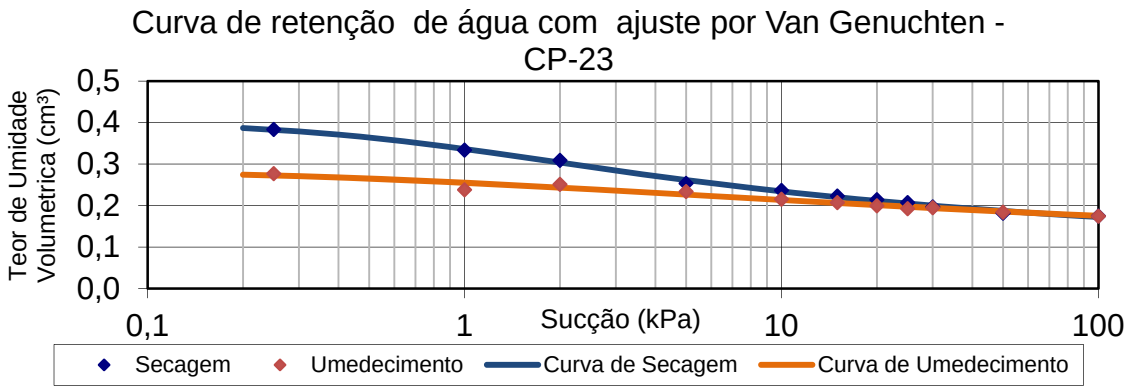

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-18
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de secagem
Curva de umedecimento

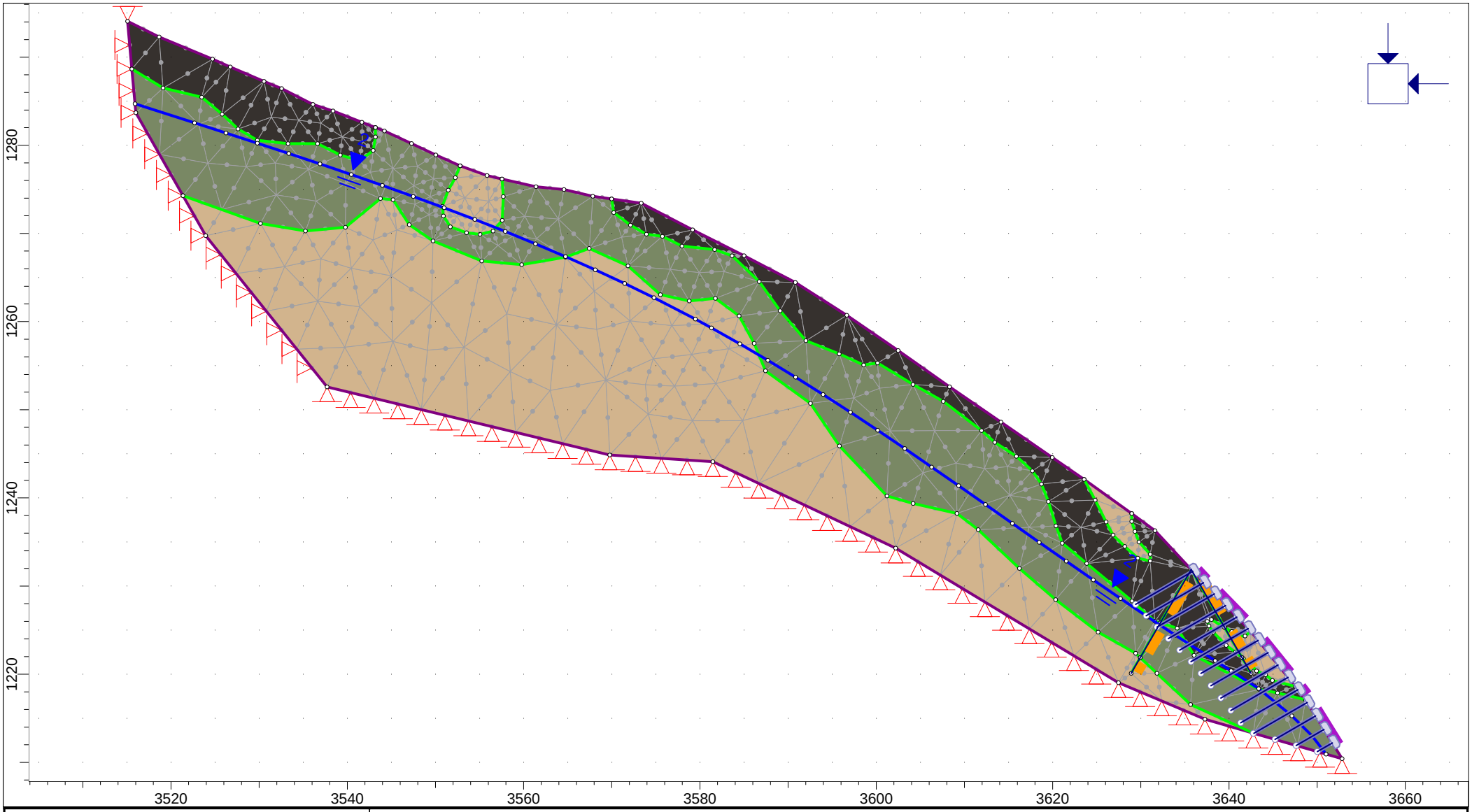

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-19
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento


Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-20
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento

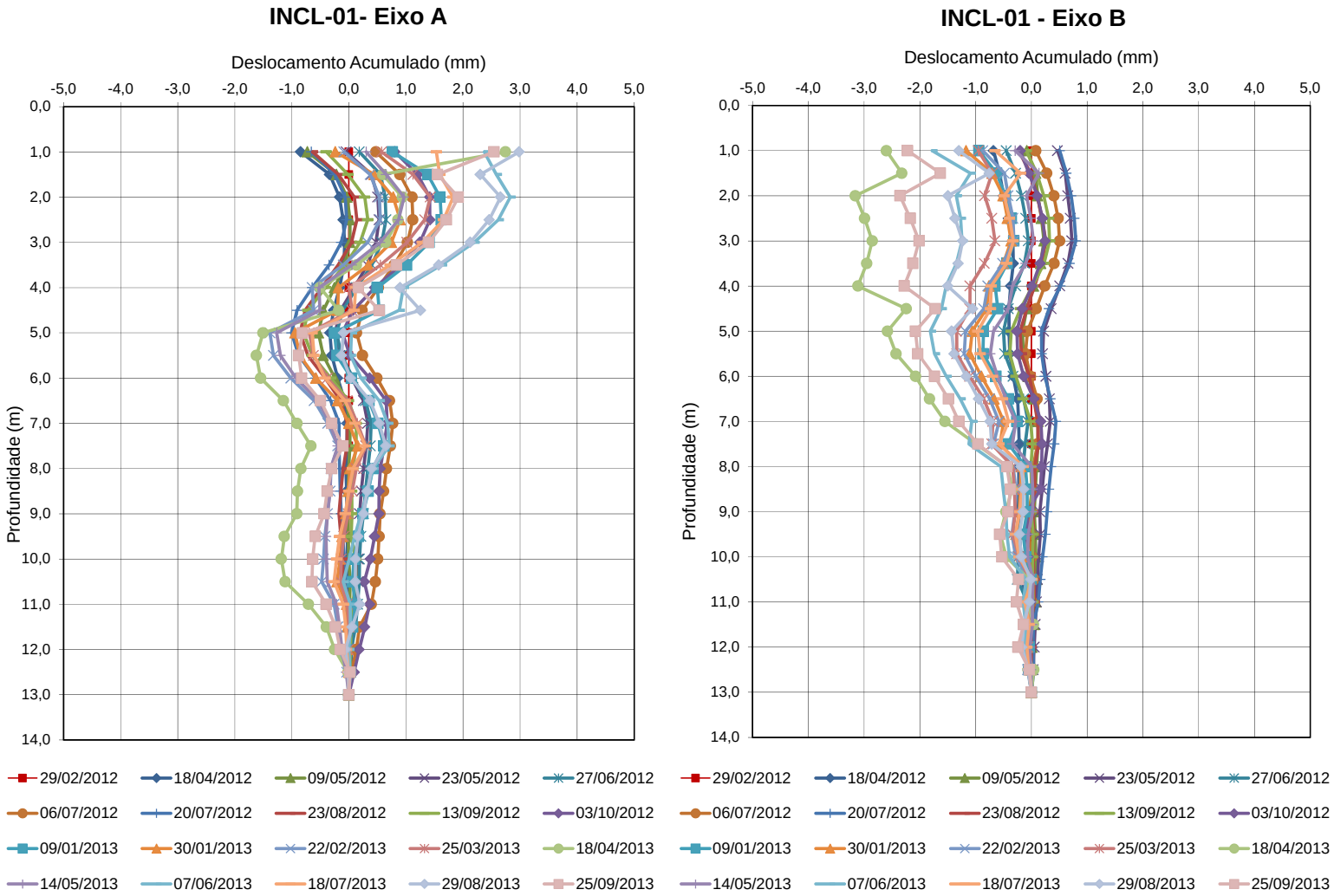

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-21
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento


Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-22
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento

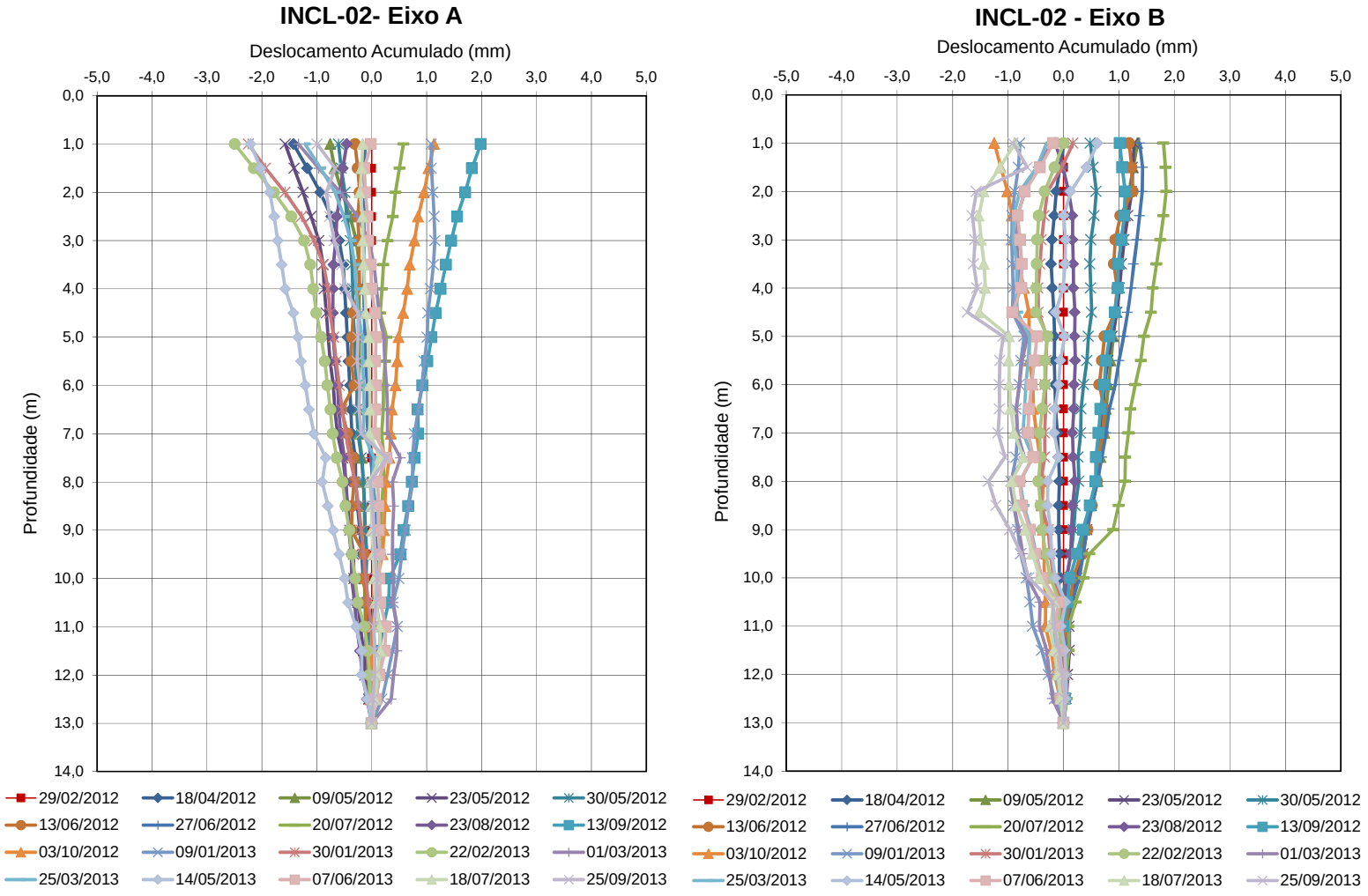

Curva de retenção de água com ajuste por Van Genuchten - CP-23
Teor de Umidade Volumetrica (cm³)
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,1
1
10
100
Sucção (kPa)
Secagem
Umedecimento
Curva de Secagem
Curva de Umedecimento



	Project	Caminhamento Eletrico 02	
	Analysis Description	Superficie critica do lencol freatico	
	Drawn By: Jose Henrique F. Pretto	Scale: 1:600	Company:
PHASE2 8.005	Date: 05/02/2014		File Name: CE-02_NA_3,2_425,7_lev.3(.2)m.fez



Leituras do INCL-01 – Eixos A e B



Leituras do INCL-02 – Eixos A e B